



TITLE:

岩盤斜面の地すべりの発生と減災
に関する実証的研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

小俣, 新重郎

CITATION:

小俣, 新重郎. 岩盤斜面の地すべりの発生と減災に関する実証的研究. 京都大学, 2009, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2009-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r12288>

RIGHT:

岩盤斜面の地すべりの発生と減災に関する実証的研究

2008 年

小俣新重郎

岩盤斜面の地すべりの発生と減災に関する実証的研究

論文の要旨

本論文は、道路、鉄道、ダムなどの社会資本や住居、建物に被害を与える事象として、予測が困難といわれる岩盤斜面における地すべりを取り上げ、その発生に先立つ岩盤斜面の変形とこれに引き続く地すべりの発生に関する機構について、事例をもとに検討したものである。また、岩盤斜面では地すべりの発生時期の予測が困難であることから、その前兆現象としての変形が見られる岩盤斜面での減災を図る対応として、リスクマネジメント手法の利用を提案した。

第1章では、序論として最近の岩盤斜面での地すべりや崩壊による災害を鑑み、本論文の目的として、岩盤斜面での時系列的な地すべり現象の発生機構を明らかにするとともに、岩盤斜面の地すべり災害の予防、軽減を図る効果的な対応としてリスクマネジメント手法を提案することを設定した。

第2章では、地すべりの発生論に関する既往研究を検討するとともに、岩盤斜面における発生履歴の不明瞭な地すべりの実態を理解した。岩盤斜面の地すべりの発生に先立ち、斜面内部での長期間にわたる重力変形に伴うゆるみや風化の進行が重要な役割を果たすことが予想された。しかし、現状では、地すべりの初期段階における地中内部の挙動について、地表部の現象や露頭での指標以外の十分なデータが得られることは少なく、斜面内部の破壊の形態や、何を原因に、いつ地すべりが発生するのかといった発生機構については不明なことが多い。本研究では、方法論として、岩盤斜面の掘削による地すべり発生初期段階の事例について精査することで、岩盤斜面の変形に伴う斜面内部の状態や地すべりの発生機構を解明する実証的研究を行うこととした。

また、本研究で対象とする岩盤斜面の地すべりの形態、性状などについて定義した。

第3章では、岩盤斜面の地すべり発生地域性を検討するため、日本において地すべりが発生しやすいといわれている岩質・地質構造の実態を確認した。地すべり発生素因として斜面内部の岩盤強度や不連続面の存在などの岩質・地質構造などの規制要因が重要であることを整理した。

第4章では、斜面が本来有する斜面内部の岩盤強度や不連続面の存在などの岩質・地質構造の要因に加えて、長期にわたる山体の隆起や河川等の侵食による斜面

の応力状態の変化が、地すべり発生以前の要因として重要であることを示した。

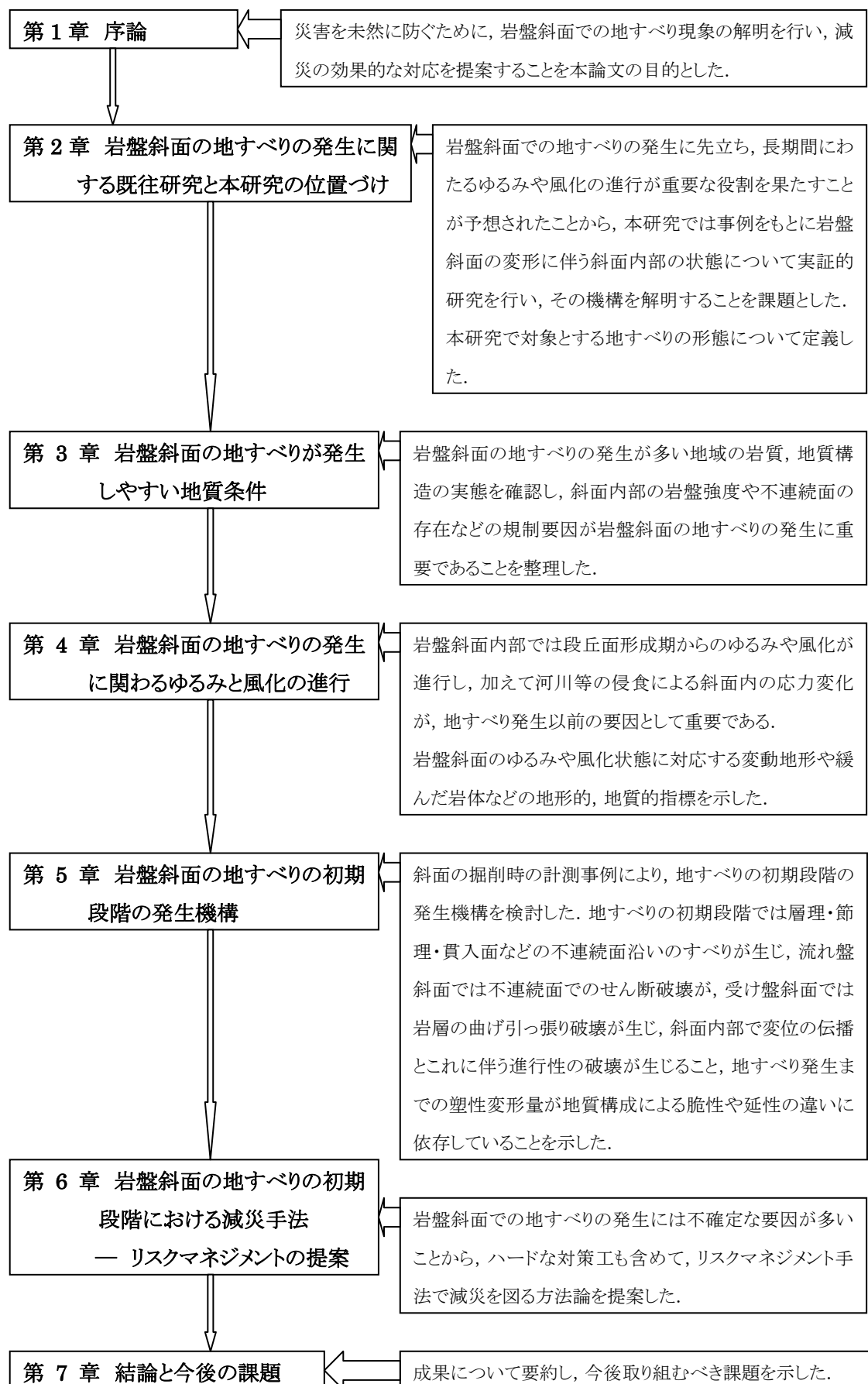
岩盤斜面では、最終氷期に形成された段丘面以高の斜面内部で長期間にゆるみや風化が進行し、地すべり移動体はこのゆるみや風化帯の深度に規制されていることを事例の精査から示した。その地質的な指標は、透水性が基盤岩の難透水に比較しゆるみ範囲で極端に大きいこと、自然地下水位がゆるみ範囲以下であること、弾性波速度がゆるみ範囲では 2km/s 程度以下であることの3点に集約されることを明らかにした。地形的な指標としては長期間のゆるみの進行の結果としての、二重山稜や多重山稜などの線状凹地、山腹緩斜面、段差地形などの微地形が重要であることを整理して示した。

第 5 章では、斜面内部の長期にわたるゆるみが地質不連続面でのすべりに伴って生じること、すなわち流れ盤斜面ではせん断破壊により、受け盤斜面では曲げ引張り破壊により生じていることを事例で精査し、地すべり現象が活発化する前には、斜面内部で変位の伝播とこれに伴う進行性破壊が生じていることを検証した。さらに斜面計測事例によって、地すべり発生の直接的な原因が河川侵食、降雨、地震、斜面末端部の掘削・湛水などであり、地すべり発生までの塑性変形量は地質構成による脆性や延性の違いに依存していることを整理して示した。

第 6 章では、不確定な要因が多い岩盤斜面の地すべりや崩壊の発生に対して、ゆるみや破壊過程から災害発生に至るまでのシナリオを想定し、想定された被害を大きさと起こりやすさのリスクマトリクスで評価するリスクマネジメント手法に基づき、減災の対応策を検討する方法論を提案した。実例として越前海岸の岩盤崩壊をとりあげ、この手法の妥当性と実効性を検証した。

第 7 章は本論分の結論であり、本論文で得られた成果について要約するとともに、今後取り組むべき課題について考察している。

本論文の構成



岩盤斜面の地すべりの発生と減災に関する実証的研究

目 次

内容の要旨

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本研究の目的	1
1.3 地すべり現象の初期段階に関する本研究における仮説	2
1.4 岩盤斜面地すべり対策への本研究における リスクマネジメントの提案理由	4
1.4.1 本研究におけるリスクマネジメント利用の提案理由	4
1.4.2 本研究におけるリスクマネジメントのプロセスと定義	5
1.5 本論文の構成	7
1.6 本論文における用語の定義	9
1.7 第1章のまとめ	9
第2章 岩盤斜面の地すべりの発生に関する既往研究と本研究の位置づけ	11
2.1 岩盤斜面の地すべりに関する既往研究	11
2.2 岩盤斜面の地すべりの発生にかかる課題と本研究での取り組み	17
2.3 本研究で対象とする岩盤斜面の地すべり	21
2.4 第2章のまとめ	21
第3章 岩盤斜面の地すべりが発生しやすい地質条件	25
3.1 地すべりが発生しやすい地質に関する既往研究	25
3.2 地すべりが発生しやすい岩質	29
3.3 地すべりが発生しやすい地質構造	29
3.4 第3章のまとめ	35
第4章 岩盤斜面の地すべりの発生にかかわるゆるみと風化の進行	37
4.1 岩盤斜面の大規模な地すべりの発生, 活動時期	37
4.2 岩盤斜面の地すべり, 風化帯, ゆるみ域の分布と段丘面との関連	40
4.2.1 段丘面の形成と地すべりの活動との関連	40
4.2.2 荒川中流域の段丘面と地すべり分布の関連	42
4.2.3 黒部川中流域の段丘面と風化帯・ゆるみ域の分布の関連	45
4.2.4 木曽川上流域の段丘面と風化帯・ゆるみ域の分布の関連	59
4.3 岩盤斜面の侵食や掘削に伴う風化やゆるみの進行	60
4.3.1 自然状態における風化・ゆるみ	61

4.3.2	急激な河川侵食に対応する掘削直後のゆるみ	61
4.3.3	のり面掘削や急激な侵食後の長期的な風化(劣化)・ゆるみ	66
4.4	段丘面の形成と岩盤斜面におけるゆるみ, 風化の進行	70
4.4.1	段丘と地形発達, 斜面内部の風化の進行	70
4.4.2	氷期における寒冷地での岩盤斜面の物理的風化	71
4.4.3	周氷河地域の岩盤斜面における凍結・融解	77
4.4.4	凍結・融解に伴う岩盤斜面の破碎, 破壊の作用	80
4.4.5	間氷期における岩盤斜面の風化に及ぼす地下水の影響	81
4.5	岩盤斜面のゆるみ域における物性の変化	86
4.5.1	ゆるみに伴う地質状況の変化とその把握	86
4.5.2	地形状況の変化—地すべりの発生に先立つゆるみ地形の特徴	88
4.6	第4章のまとめ	90
第5章	岩盤斜面の地すべりの初期段階における発生機構	93
5.1	事例研究の目的と成果の概要	93
5.2	岩質, 地質的不連続面と地形傾斜に応じた破壊形態	94
5.2.1	流れ盤の地すべり発生機構	95
5.2.2	流れ盤の地すべりの初期段階の事例 —— 岩盤斜面の地すべり現象の伸展の事例(大達原地区)	98
5.2.3	受け盤の地すべり発生機構	106
5.2.4	岩質の組み合わせに応じた受け盤の破壊の事例 —— 受け盤構造の軟質岩と硬質岩の組み合わせから構成される A 斜面の例	106
5.2.5	受け盤構造の硬質岩から構成されるB斜面の例	111
5.3	変形・ゆるみの進行から地すべりの発生に至る岩盤斜面の変化	127
5.3.1	斜面内の潜在的な地質不連続面	127
5.3.2	岩盤斜面の変形と破壊	127
5.3.3	地すべり・崩壊に先立つ岩盤斜面のゆるみの進行	130
5.3.4	岩盤斜面の破壊面・すべり面の形成	134
5.3.5	岩盤斜面の地すべり現象の進展	134
5.4	第5章のまとめ	135
第6章	岩盤斜面の地すべりの初期段階における減災 —— リスクマネジメントの提案	139
6.1	岩盤崩壊の防災においてリスクマネジメントが有効とされる背景	140
6.2	岩盤斜面におけるリスクマネジメント手法	140
6.2.1	岩盤斜面でのリスク分析	141
6.2.2	岩盤斜面におけるリスクアセスメント(リスク評価)	142

6.2.3 岩盤斜面におけるリスクマネジメント	142
6.3 越前岩盤崩壊でのリスク評価の試行	143
6.3.1 岩盤崩壊災害のリスク評価の試行 ——越前海岸岩盤崩壊災害を例に	143
6.3.2 岩盤斜面のリスクマトリクスによるリスク評価における課題	151
6.3.3 リスクマトリクスによるリスク評価の利用に向けて	152
6.4 岩盤斜面の初生的な地すべりや崩壊へのリスク対応 ——減災の考え方	153
6.4.1 リスク対応の種類	153
6.4.2 リスク対応の計画・選定	154
6.4.3 岩盤斜面のリスク対応の実際	155
6.5 第6章のまとめ	157
第7章 結論と今後の課題	161
謝辞	167
本論文に関係して参考となる文献リスト	169

第1章 序論

1.1 研究の背景

わが国では、越前海岸(写真 1.1, 一般国道 305 号岩石崩落災害調査委員会,1990), 豊浜トンネル(写真 1.2, 豊浜トンネル崩落事故調査委員会, 1996), 北見北陽(2001)など全国各地の岩盤斜面での大規模な地すべりや崩壊の発生により, 人身被害や道路などの社会資本の被害が発生している. また, 重大災害に至らなくとも, 岩盤斜面の中小の地すべりや崩壊は地震や豪雨の後にしばしば起こり, その防災に対する社会的な要請が高まっている. しかし, 従来, 岩盤斜面の地すべり等の現象の理解として, 地すべり発生後の地形変化, 移動体やすべり面の性状に関する形態論的研究は多いが, 地すべり発生前の素因や発生時の機構に関するものは少なく, 特に岩盤斜面の地すべり災害の予防に関するものは少ないのが現状である.



写真 1.1 越前海岸岩盤崩壊(1989)



写真 1.2 豊浜トンネル岩盤崩落(1996)

1.2 本研究の目的

本研究では, 岩盤斜面での地すべり災害を未然に防ぐために, 岩盤斜面での岩盤生成・風化過程を反映した地質分布や段丘形成・侵食等の地形発達過程などに関する地球科学的な検討を基にして, 岩盤斜面での地すべり現象の初期段階の解明を行うこと, および地すべり災害の軽減(減災)のためのリスクマネジメント手法の利用を提案することを本論文の目的として設定した(図 1.1).

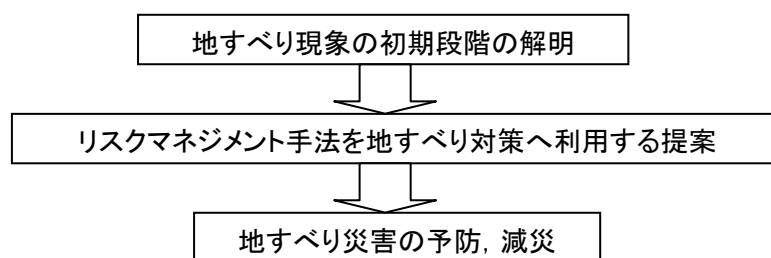


図 1.1 本研究の目的

1.3 地すべり現象の初期段階に関する本研究における仮説

日本は地理的特性としてプレート沈み込み帯に位置するため、衝上断層が発達した付加体の地質が広く分布するだけでなく、構造運動や火山活動の影響を受け複雑かつ脆弱な岩盤が多いことから、斜面には地すべりや岩盤崩壊の素因となる地質的不連続面がよく発達している。また、国土の3/4を占める山地は断続的に隆起が進行し、長期的には洪積世の氷期、間氷期を通じた海水準の変化を受け、海岸や河川の侵食が活発な地域が多い。さらに、アジア大陸東側のモンスーン帯に位置するため、短期的には大気大循環に伴う台風、梅雨、降雪などにより降水量が多く、冬季には凍結融解を受けている地域も多い。これらの侵食や降水のほか、多発する地震や人為的な掘削などが、岩盤斜面の地すべりや崩壊の誘因となっている。

岩盤斜面の地すべりや崩壊は、急峻な地形を平準化するマスムーブメントのひとつであり、山体の隆起や海岸・河川等の侵食が活発な地域で発生しやすい。このような地域では、斜面下方脚部の侵食により、斜面の相対的な位置エネルギーの増加や除荷作用などで長期にわたって斜面内の応力状態が変化し、斜面内部では岩質、地質構造、風化状況などに応じた破壊が進行し、様々な形態の初生的な地すべりや崩壊が発生することが予想される。

また、岩盤斜面の地すべりや崩壊は見に見えるような変位が顕れてから、最終的な破壊までの時間が比較的短いことが特徴であるが、それ以前には斜面内部で風化や長期間にわたる重力クリープによって徐々に亀裂面が伸展拡大し、不安定化が進行していることが想定される。このため、岩盤斜面の地すべりや崩壊は、その安定度や最終的な破壊の時期を定量的に評価することが難しい現象であるといわれている。さらに、岩盤斜面の地質や地形条件によって破壊の形態も滑動、転倒、崩落、座屈などと様々である。

本研究の仮説を図 1.2 に示す。

まず地すべりに先立つ岩盤斜面内部のゆるみは、重力による長期間にわたる変形

の結果であり, その変形は斜面を構成する岩質や地質構造, 氷期を通じた河床変動や風化の進行などに影響されると考えた.

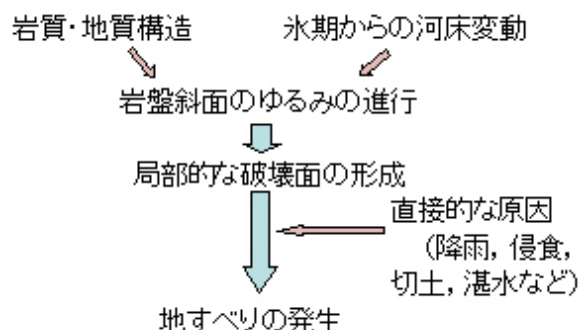


図 1.2 本研究の仮説

すなわち, 海水準の変化や侵食の進行などで徐々に斜面がゆるみ, これらのゆるみ域でさらに風化が進行することによって強度低下し, 局所的な曲げ, せん断などの塑性的な変形が進行することが地すべりや崩壊の素因となると考えた. この塑性的な変形は, 斜面の地質構造や構成, 岩質などに応じて脆性(Brittle)や延性(Ductile)の違いを示すが, 岩盤斜面内部の特定の地質的不連続面や地質層序で時間経過とともに塑性的な変形が相対的に大きくなり, 局所的なせん断や曲げ引張りの破壊面が生じると考えた.

次いで, このような局所的な破壊面が逐次伸展し平面的にほぼ連続したとき, すべり面や剥離面となって, 降雨による間隙水圧の増加, 斜面下部の侵食や人為的な切り土, ダム湛水等による抵抗力の減少等を直接的な原因として, 地すべりや崩壊が発生すると考えた.

このとき, 地すべりの初期段階の運動は岩盤内部の地質的不連続面沿いのせん断変形とこれに伴う岩体の曲げ変形が重要な役割を果たし, 岩盤斜面を構成する岩質や斜面内部の地質的不連続面の分布と地形との関係により, 破壊形態が異なることを予想した. すなわち, 軟質岩から構成される斜面では地質的不連続面が流れ盤となる斜面での不連続面沿いのせん断破壊が発生しやすいこと, また, 硬質岩から構成される斜面では同様な流れ盤斜面でのせん断破壊以外に, 地質的不連続面が受け盤となる斜面であっても不連続面沿いのせん断破壊と岩体の曲げ引張り破壊が発生し斜面全体の破壊に至ることを予想した.

従来, 地すべり現象の理解としては, 地すべり発生後の地形変化および移動層やすべり面などの性状に関する研究が多く, 地すべり発生前の素因や発生時の力学的な発生機構などに関するものは少ない. 本研究は地すべり発生 of 初期段階の事例を

検討することで、従来の地すべり形態論だけでなく、以上の発生機構の仮説を論証することを目的としたもので、これにより地すべり災害の軽減を目指した。

1.4 岩盤斜面地すべり対策への本研究におけるリスクマネジメントの提案理由

1.4.1 本研究におけるリスクマネジメント利用の提案理由

リスクマネジメント(図 1.3)は確率論的技術とファイナンスとの統合手法であり、不確実性のある事象に対し、予想される被害の予防や事前対策を目的として、事象の発生確率とその結果の組み合わせであるリスクを最小化するように、平常時に行われる意思決定、対策、減災などのための技術(図 1.4)である。

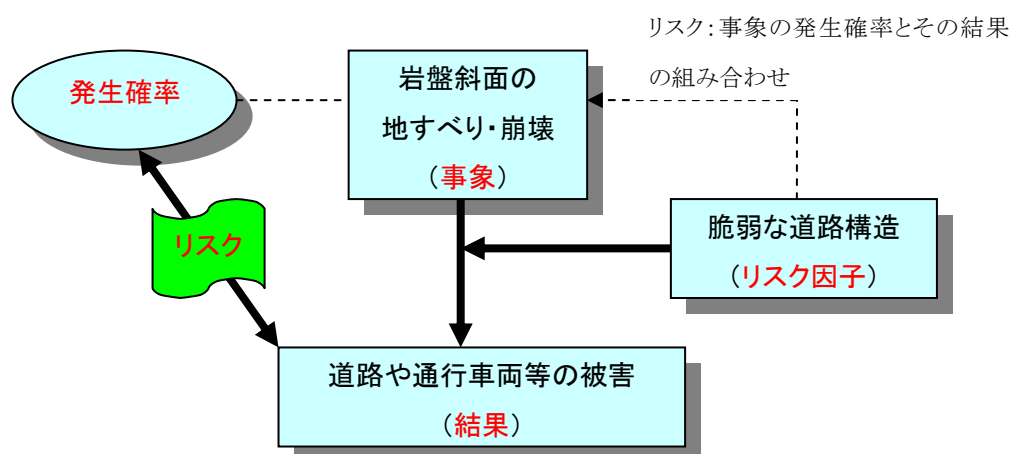


図 1.3 リスクマネジメントの概念(道路災害を例に)

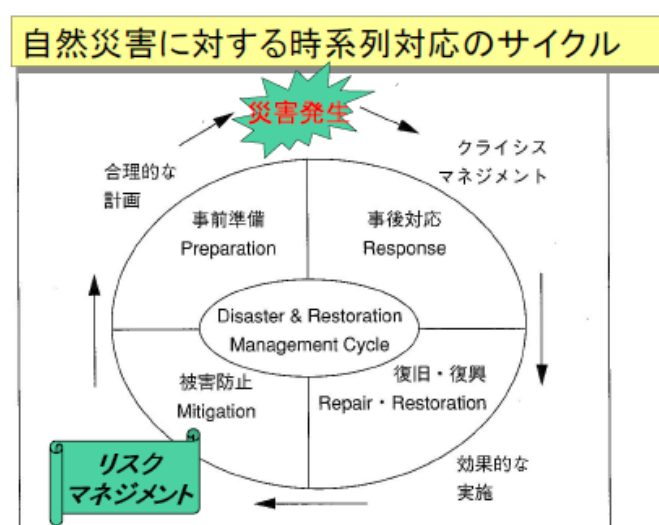


図 1.4 リスクマネジメントの位置づけ(大津, 2003)

岩盤斜面の地すべりや崩壊による災害は、これらの現象が社会にかかわることで生ずるが、これらの現象が社会に与える影響には不確実性があるとともに、災害の形態や規模も様々で、その被害の予測は困難なことが多い。このように岩盤斜面の地すべりや崩壊による災害には不確実性があることから、本研究では、地すべり等の発生の初期段階における素因や発生機構などに関する地形、地質条件を基に、災害のシナリオを想定し、これから予測される災害を軽減する手法としてリスクマネジメントを提案したものである。

1.4.2 本研究におけるリスクマネジメントのプロセスと定義

リスクマネジメントは、ISO(1999,2002)の定義に従えば、リスク分析、リスクアセスメント、リスクマネジメントの3つのプロセスからなり、事象が発生した際の結果に至るシナリオを想定し、一連のプロセスでリスクの最小化、最適化を計るものである。

なお、本論文での用語定義は ISO/IEC Guide73:2000, JIS TRQ0008:2003 に準ずる。

ここでリスクとは、岩盤斜面での地すべりや崩壊という「事象 event」がある「発生確率 probability」によって、被害を受ける可能性のある「リスク因子 source」のもとで発生したとき、その被害を受けた「結果 consequence」と「発生確率」とを組み合わせコストとして評価したものをいい、リスクマネジメントとは、そのリスクコストを節約(最適化)することをいう。

例えば、道路近傍で岩盤斜面の地すべりや崩壊が発生することを想定すれば、これらに対する脆弱な道路構造をリスク因子として、道路や通行車両等へ被害(損壊、人的被害、経済損失など)が及ぶことが結果となり、この場合のリスクは被害額と発生確率とを乗じた値となる。

(1) リスク分析 risk analysis

リスク分析は、利用可能な情報を系統的に用いてリスク因子(source:ハザード)を抽出・特定し、リスクを算定するもので、岩盤斜面の地すべりや崩壊の事象(event:What)がどこで(source:Where)発生し、どのような結果(consequence)になりうるのか一連の事象の発生確率(probability:When)はどの程度か、何(stakeholder:Whom)に対しどのような損害や損傷(harm:How)がありうるか、さらに各リスクを算定(risk estimation:How much)するプロセスである。

(2) リスクアセスメント risk assessment

リスク分析からリスク評価までの全てのプロセスをいい、リスク分析で算定された各リスクを必要なリスク基準 risk criteria と比較し、危害の重大さやリスクを総合的に評価 risk evaluation する技術である。

ここでリスク基準はリスクの重大さを評価するために適用される尺度で、安全性、信頼性、関連する経費、法律及び法令による要求、社会経済及び環境に関する側面、関係者の関心ならびにアセスメントに対する優先順位などを含む指標がある。例えば、安全性に関する指標では人身損失を最小にする、社会全体にとっての社会経済学的指標では費用便益分析(対策における必要な投資額 Cost と対策によってもたらされる損失の低減額 Benefit を比較する)に基づき費用対効果を最大にする、利用者にとっての信頼性・利便性指標では道路通行機能を最大にするなどの指標である。

(3) リスクマネジメント risk management

リスクの最小化・最適化を目的として組織や事業を指揮・管理し、リスクを変更させるための対策 risk treatment を検討、選択、実施するすべてのプロセスをいい、リスクアセスメントにおける費用便益分析を参考にどのような事前の対策が合理的かについて、社会的な合意が得られるような対策を講じるための技術である。

また、社会的合意を得るための一連のリスクに関する情報の交換、共有を図るリスクコミュニケーション risk communication や防災教育、防災訓練などもリスクマネジメントに含まれる。

適切なリスクマネジメントを行うことによって、リスクを変更させ、社会資本の整備における費用対効果を最大化することが期待される。

リスクマネジメントにおける災害対策は、被害が出るのは避けられないが出来るだけ被害を少なくしようとする減災の試みである。一般に発生確率が高くともある程度の外力までは構造物によるハード対策で被害抑止を図ることが出来るので、これを防災の基本とし、一方、発生確率は低くとも外力が大きい場合には被害額が大きくなるからハザードマップによる避難などソフト対策で減災を図るものである(図 1.5)。

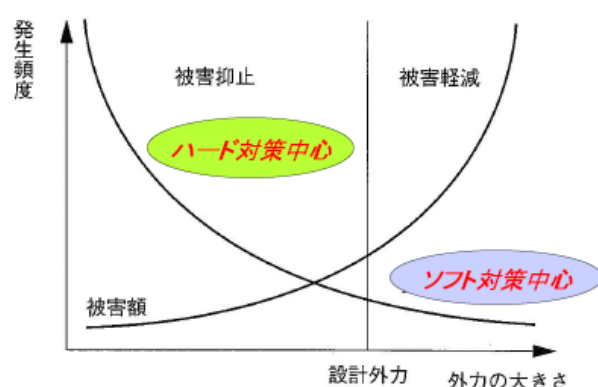


図 1.5 防災対策の概念図(河田,2000)

リスク対応 risk treatment は一般に以下の 4 つに分類される。

① リスクの保有 risk retention/ 発生確率が低くリスクも小さい場合にはその損失を負担する, 例えば, 軽微な浸水や土砂災害による損失であれば受け入れるといった対応をいう. 一般に岩盤斜面の地すべりや崩壊では崩壊規模やエネルギーが大きくその被害も甚大であることから, リスクの保有は該当しない.

② リスクの最適化(低減) risk optimization (reduction)/ 特定のリスクの発生確率の低減や被害の減少を図る対応によって, リスクを最小化することをいう.

ハードな対策工による災害事象の発生防止をいい, 岩盤斜面の地すべりでは地すべり防止工, 岩盤崩壊では発生源の予防工対策や崩壊の規模が小さな場合における防護工などの対策が相当する.

③ リスクの回避 risk avoidance/ リスクのある状況に巻き込まれないようにする意思決定またはリスクのある状況から撤退する行動をいい, 例えば道路防災では斜面モニタリングによる通行規制や降雨時通行規制, 道路の付替えなどが, また, 土砂災害警戒区域では家屋の移転が, さらに浸水や土砂被害が予想される区域では豪雨時の避難などが相当する. 岩盤斜面の地すべりや崩壊では, 計測によるモニタリングでの通行規制がこれに該当する.

④ リスクの移転 risk transfer/ 将来予想される損失の負担を他者と共有, すなわち保険や他の契約などで担保することが相当する. 例えば, 地震災害や火山災害など激甚な被害に対する災害保険で復旧・復興への備えにする制度をいう.

しかしながら, わが国では, リスクの移転によって岩盤崩壊を含めた自然災害に対応することは歴史的, 社会的に難しく, 事例は少ない.

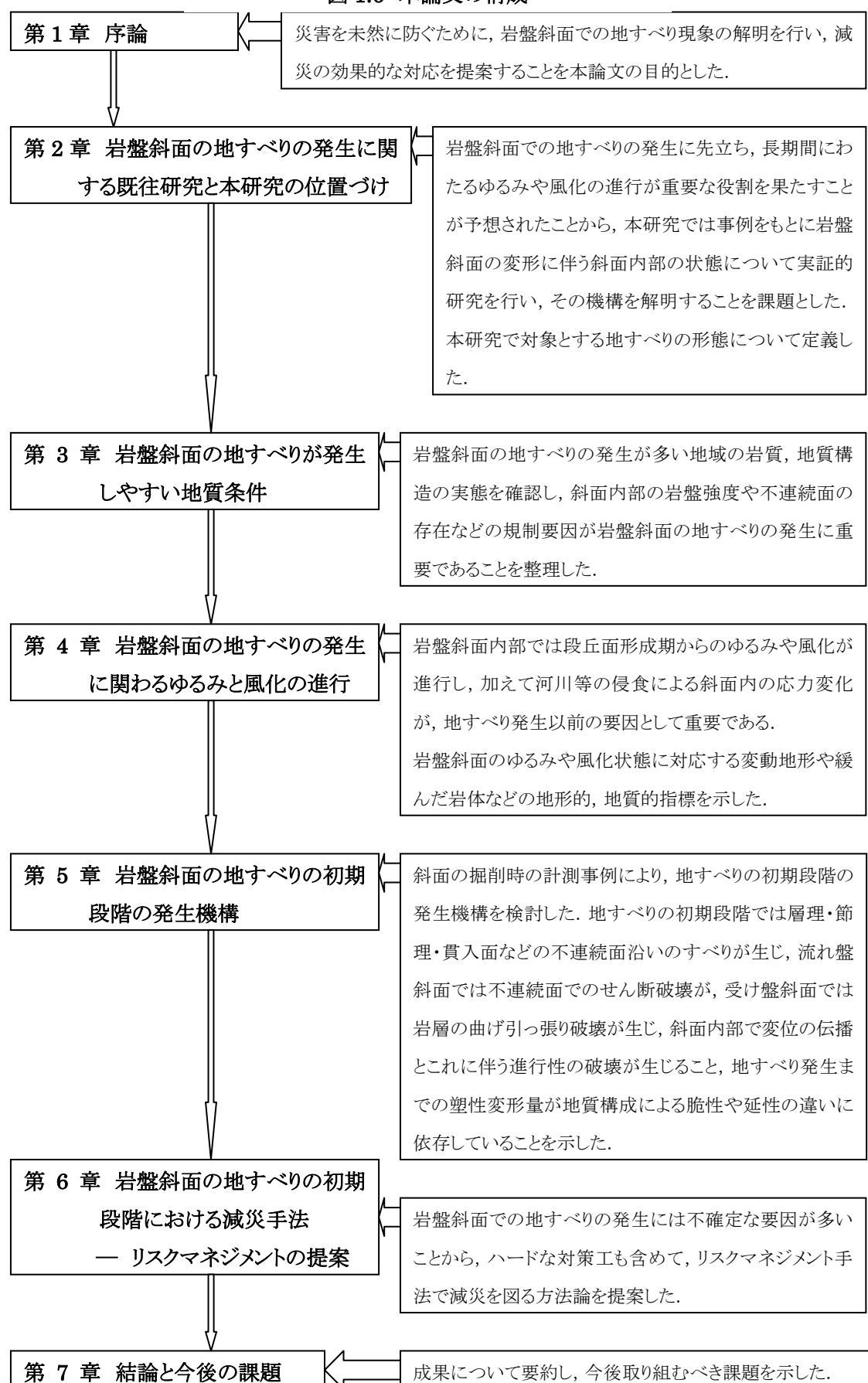
1.5 本論文の構成

本研究では, 地すべり, 岩盤崩壊の発生事例や, 岩盤斜面の掘削による地すべり発生 of 初期段階の事例について精査することで, 時系列的な地すべり発生機構を明らかにして, 岩盤斜面の地すべり災害の軽減を図る案を提示している(図 1.6).

まず第2章で岩盤斜面の地すべりの発生論に関する既往の研究を検討し, 第3章で岩盤斜面の地すべり発生 of 地質的な地域性を検討し, 第4章で斜面が本来有する岩質・地質構造に加えて, 長期にわたる山体の隆起や河川等の侵食などの地形変化に伴う位置エネルギーの増加および斜面下方の侵食による斜面の応力状態の変化が, 地すべり発生以前の要因として重要であることを示している.

次いで, 第5章で岩盤の不連続面と地形との関係から地すべりに先立つ流れ盤, 受け盤斜面での破壊の違い, また, 地質構成に伴う変形性の違いから, 地すべりに先立つゆるみの進行を整理している.

図 1.6 本論文の構成



これらの第3章から第5章までは、岩盤斜面のどのような地質条件の箇所で、いつ、どのような機構で初期段階の地すべりが発生するのかという検討で、リスクマネジメントにおけるリスク分析に相当するものである。

第6章では、地すべり発生までの変位が小さいため予測が難しい岩盤斜面の地すべり災害の軽減に、リスク評価に基づくリスクマネジメントの利用を提案している。

1.6 本論文における用語の定義

本論文における、岩石、岩体、岩盤、地質構造、岩種、不連続面等の用語については、日本材料学会(2003)に基づき以下の定義とした。

岩石:ある地質学的な意味を持つ産出状態のところから採取してきた岩塊とか試験片など。

岩種:岩石を地質学ないし岩石学的に分類したときの名称の総称。

岩体:地質学的な産出状態の意味をもつ位置にある地殻の一部。岩石の母体。

岩盤:岩石地盤。工事の影響を受けるあるいは工事の対象となる。したがって応力の伝達域として考慮する範囲の岩体をいう。

地質構造:岩盤を含む地域の地質の構造。

不連続面:岩体の生成過程とその後の地殻変動や風化作用を受け、岩盤内部に存在する層理、片理、節理、断層、亀裂など。

移動体:地すべりによって変位する主たる岩体。

1.7 第1章のまとめ

第1章では、序論として最近の岩盤斜面での地すべりや崩壊による災害を鑑み、本論文の目的として、岩盤斜面での時系列的な地すべり現象の発生機構を明らかにするとともに、岩盤斜面の地すべり災害の予防、軽減を図る効果的な対応としてリスクマネジメント手法を提案することを設定した。

参考文献

- 一般国道 305 号岩石崩落災害調査委員会(1990):一般国道 305 号岩石崩落災害調査報告書, 福井県,108p.
- 大津宏康(2003):斜面災害に対するリスクの評価方法研究の現状, 日本地すべり学会関西支部シンポジウム「斜面災害リスクの定量的評価」, pp.1-21.
- 河田恵昭(2000):巨大な自然災害と防災工学, リスク学辞典, 日本リスク研究学会, TBS ブリタニカ, pp.129-131.
- 豊浜トンネル崩落事故調査委員会(1996):豊浜トンネル崩落事故調査報告書, pp.1-1~8-4.
- 日本工業標準調査会(2003):リスクマネジメントー用語ー規格において使用するための指針 JIS TRQ0008.
- 日本材料学会編(2003):岩の力学ー基礎から応用まで, 丸善, pp.1-8.
- ISO/IEC Guide 51(1999):Safety aspect - Guidelines for their inclusion in standards(安全分野でのリスクの定義).
- ISO/IEC Guide 73(2002):Risk management - Vocabulary - Guidance for use in standards(ビジネス分野も考慮したリスクの定義).

第2章 岩盤斜面の地すべりの発生に関する既往研究と本研究の位置づけ

本章では、地すべりの発生論に関する既往研究を検討するとともに、岩盤斜面における発生履歴の不明瞭な地すべりの実態を理解し、本研究で対象とする岩盤斜面の地すべりについて定義した。

発生履歴の不明瞭な地すべりの発生に先立ち、岩盤斜面では長期間にわたる変形の進行が重要な役割を果たすことが予想された。しかし現状では、地表部の現象や露頭での指標以外には地中内部の挙動について十分なデータがないために、斜面内部での破壊の形態や、何を原因に、いつ地すべりが発生するのかといった発生機構については不明なことが多い。このため、本研究ではその機構を解明することを課題とした。科学研究と実用工学の間のギャップをつなぐために事例史をしっかりと解析するのが一番重要(Jaeger,1984)と考え、事例をもとに岩盤斜面の変形に伴う斜面内部の状態について精査する実証的研究手法を採用することとした。

2.1 岩盤斜面の地すべりに関する既往研究

地すべりとは、「特別の地質条件のところで、特別の地すべり粘土を作りながら、基盤の岩石を含めたある地塊がすべる現象で、運動をおこす地塊と下盤との境は、力学的な破碎面である。」(小出, 1955)や「斜面内部に連続したすべり面をもって、それよりも上の物質がほぼ原形を保ちながら一体となって移動する現象」(渡, 1986)などと定義され、また多くの地すべりは反復して生じることが特徴である。

従来、地すべり発生機構に関する研究は多いが、これらは発生の履歴がある地すべり、すなわちすべり面が形成された地すべりを対象としたものがほとんどである。

例えば、すべり面となる層準でのウォーターフィルム面における地下水位上昇時のせん断抵抗力の減少を地すべりの原因とする研究(玉田, 1991)、侵食や切土、地すべり斜面上方の盛土に伴う不安定化を地すべりの原因とする研究(渡, 1986)、地すべり斜面下方のダム貯水池などによる水没に伴う不安定化を地すべりの原因とする研究(藤田, 1991)など、地すべり履歴を有する斜面に関する数多くの研究がある。

これらの履歴を有する地すべりは過去の移動に伴い図 2.1、図 2.2 のようないわゆる地すべり地形を呈しているものがほとんどである。

地すべり地形の特徴は、地すべりの頭部に急斜面または崖(滑落崖)があつて、その直下に凹地または平坦地とそれに続く緩斜面があり、さらに緩斜面の下方に再びやや急な斜面が続く地形である。地すべり頭部の引張り地帯では、馬蹄形状の滑落崖

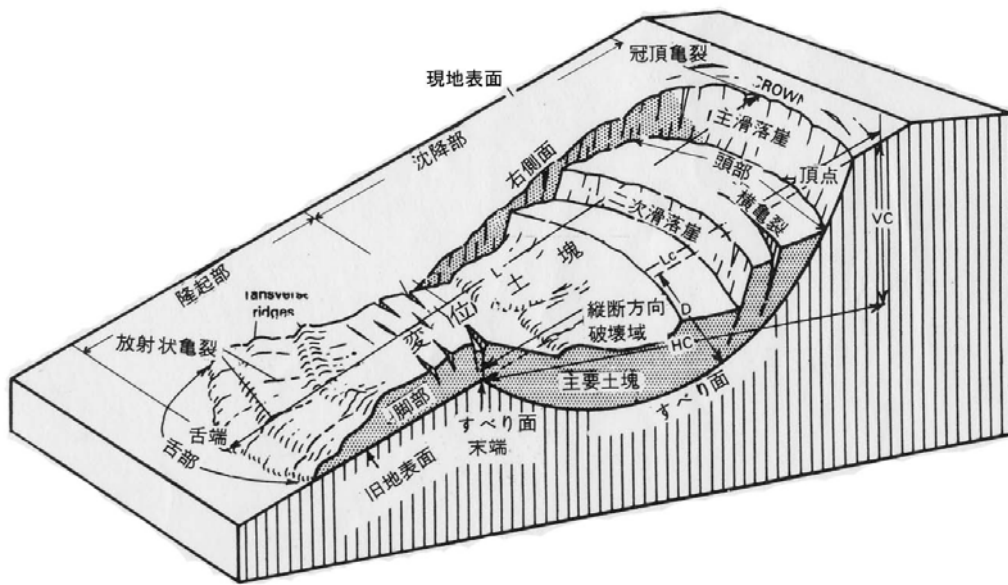


図 2.1 地すべり地形の模式図 (Varnes, 1978)

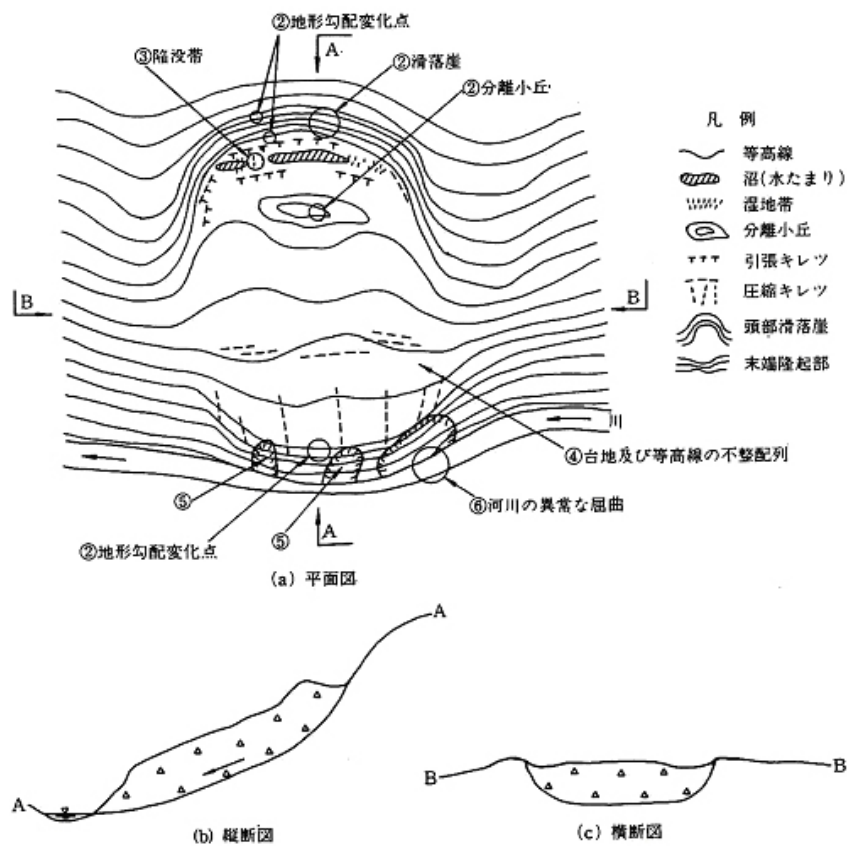


図 2.2 地すべり地形の特徴

あるいは急斜面から緩斜面へ移行する明らかな地形変換点や陥没帯が認められる。地すべりの中間部では、緩斜面あるいは階段状地形の連続、さらに地表面での陥没や隆起などが認められる。地すべり末端部の圧縮地帯では、斜面末端部での隆起、あるいは緩斜面から急斜面への移行、崩壊さらに圧縮亀裂などが認められる。地すべり側面部では、側面のズレ亀裂や、周囲の急斜面に比較し地すべり地側が緩斜面となっているような明瞭な勾配の変化あるいは沢状地形などが認められる。

これらの地形的特徴は空中写真や地形図から判読することができ、また現地踏査によって確認することが可能である。

地すべり履歴がある斜面の地すべり発生機構は、斜面内部にすべり面が存在し、これより上部が移動体となるもので、その概念は図 2.3 のように整理されている(渡, 1986)。

基岩は未変質で原岩色を呈し、移動体(地すべり土塊)は過去の剛体的な地すべり変動に伴い透水性が大きく酸化が進んでいる。移動体下面の粘土の薄層からなるすべり面ではせん断変形が生じている。

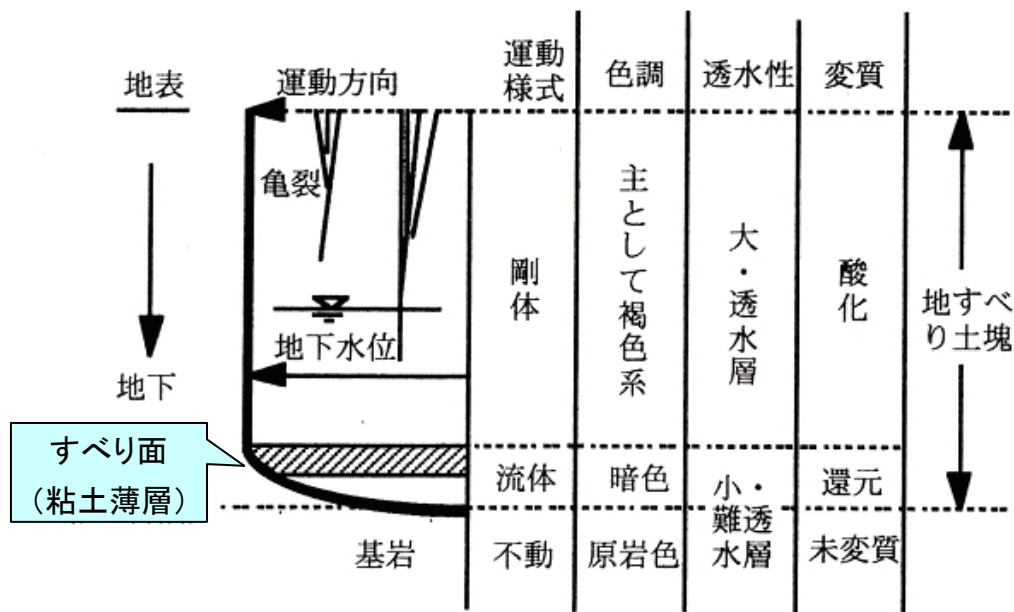
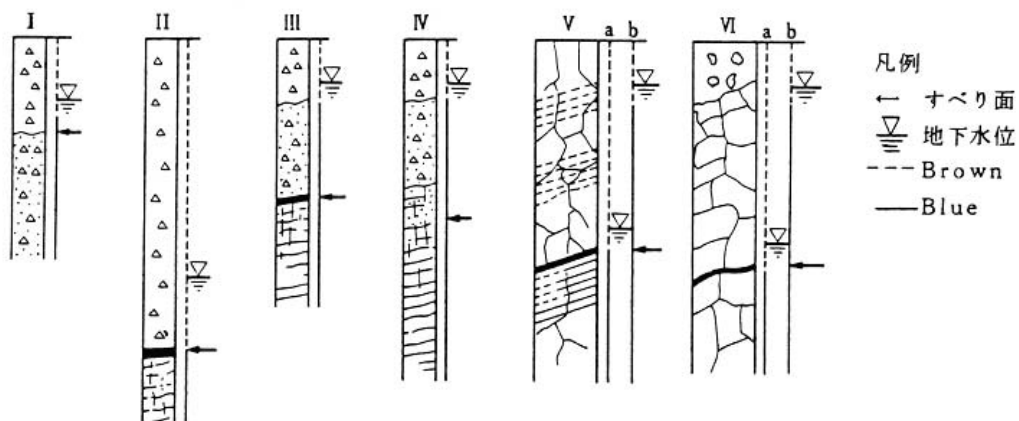


図 2.3 地すべり移動地塊の概念図(渡, 1986)

また、地すべり履歴があるすべり面の位置は、図 2.4a のように地すべり移動体の性状に応じて、崩積土や強風化岩の下面あるいは過去の地すべり移動に伴う破碎の程度が異なる境界、すなわち岩盤内部の層理面沿いの粘土化した部分に存在する例が多いとされている(中村・白石,1977)。

図 2.4a のうち I ～IVの各型は移動体が崩積土の地すべりで、すべり面は崩積土中や基盤岩の上面に形成されている。これらの崩積土層の上位にある赤褐色層は、地下水位面の変動が激しい部分で土層が酸化され、下位の青色層は土中水が動かないで還元土層となっている。

本研究が対象とする岩盤斜面の地すべりは、すべり面やそれに先立つ破壊面が岩盤中に存在するもので、図 2.4a のV型、VI型はその形態の一つとして層状岩盤の層理面沿いにすべり面が形成されたものである。移動体は褐色酸化した風化岩やゆるんだ岩盤からなり、無降雨時の地下水位は基盤岩上面付近にあるが降雨時には移動体中を急激に上昇することが多い。図 2.4b に岩盤斜面の地すべりのすべり面の事例を示す。いずれもすべり面には地すべり粘土を介在している。



- I 型：崩積土中の褐色層と青色層の境界にすべり面が形成されるもので、豪雨、融雪時にしばしば浅い流動状のすべりを起こすことが多い。
- II 型：厚い褐色層の崩積土層が、基盤岩上をすべるもので、地下水位の変動が大きく、突発的なすべりを起こすものが多い。
- III 型：移動層は褐色・青色の二層よりなる崩積土層で、基盤岩上をすべる。地下水位は高く緩慢な動きのものが多い。
- IV 型：III 型に類似するが、すべり面が風化岩の中の風化度の差異による地層境界面にある。
- V 型：層理面、地層の境界にすべり面が形成される風化岩層のすべり。
- VI 型：岩盤中の層理面にすべり面が形成されるもの。

図 2.4a すべり面位置の模式図(中村・白石, 1977)

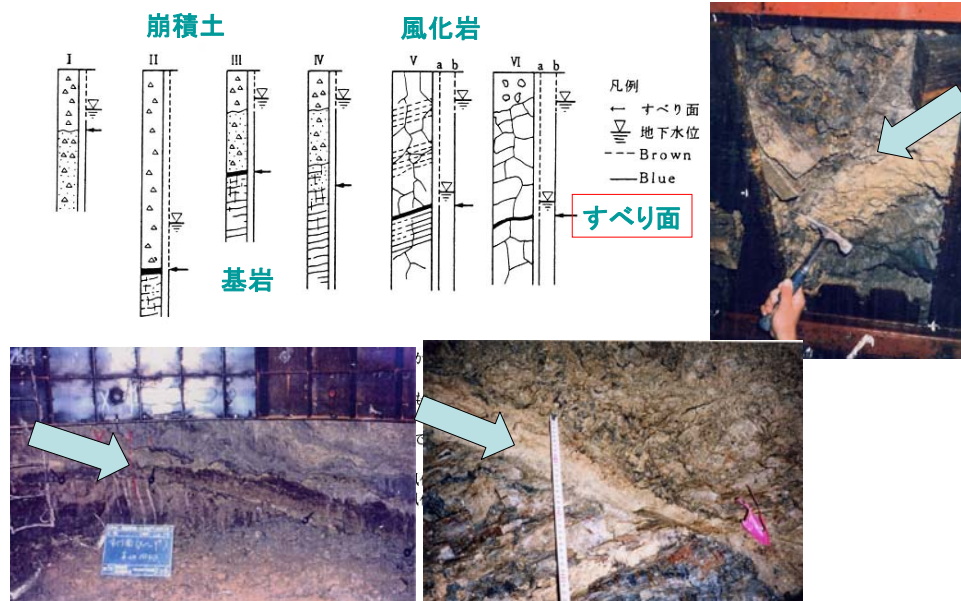


図 2.4b すべり面位置の模式図(中村・白石, 1977)と
岩盤斜面の地すべりのすべり面の事例

以上の地すべり履歴がある斜面の地すべりとは異なり、地すべり履歴が不明瞭な岩盤斜面での地すべりの発生機構について研究されたものは少ない。

図 2.5 のように山脚部での河川侵食や応力除荷の影響で山体自身がクリープ変形し、そのひずみが多面せん断現象を呈するとしたザギングの考察 (Zischinsky, 1969), 斜面内部の変形に伴う二重山稜や多重山稜の地形現象を重

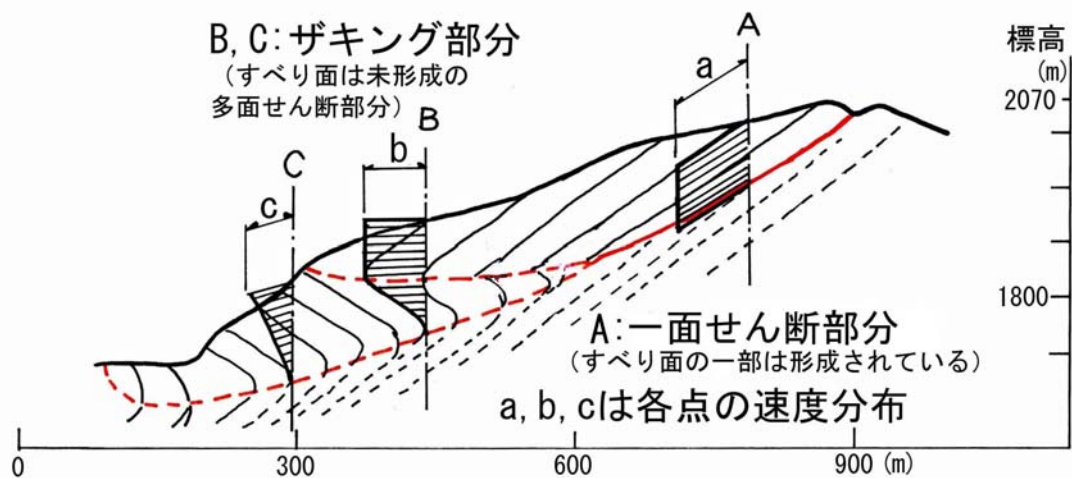


図 2.5 ザギング (Sagging) の運動形態 (Zischinsky, 1969 に加筆)

力性クリープとした研究(Radbruch-Hall,1978),結晶片岩地帯での片理構造沿いのすべり変形に伴うクリープ(千木良,1985)に関する研究,線状凹地の下方斜面には地すべり地が発達することが多いとの報告に基づきザギングが地すべりに転化あるいは地すべりの初期とした考察(古谷,1996)などがあるにすぎない.吉松(2008)は以上の研究を基に,重力性クリープなどによる山体の変形で斜面内部のひずみの集中箇所ですべり面が形成され,初生地すべりが発生すると考察している.

このように地すべり履歴が不明瞭な斜面,いわゆる地すべりの初期段階に関する研究が少ない背景としては,その発生機構の解析に必要な斜面内部の変形構造のデータや変位計測データに関して,精度の高い自動計測や長期にわたる連続計測が行われることが少ないため,的確な地すべりの発生モデルが構築できないことによると考えられる.

2.2 岩盤斜面の地すべりの発生にかかる課題と本研究での取り組み

地すべりの形態については Varnes(1978)が、地すべり移動体の材料(岩石・岩盤, 土砂)の違いに応じて崩落, 転倒, すべり, 伸展, 流動の形態に分類している。

図 2.6 は Varnes(1978)を基に, 移動体の材料を岩石・岩盤としたときの変動の形態を検討, 分類したものである。図 2.6 に示す変動の形態は, 岩盤斜面内部の岩質, 不連続面等の性状, 地質構成と斜面との関係により異なる。


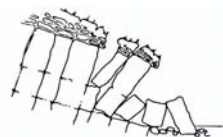
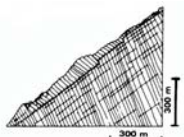
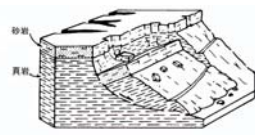


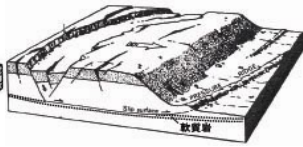



変動の形態		模式図
崩落 (Falls)		
転倒 (Topples)		<div>ブロックトップリング</div>  <div>たわみ性トップリング</div> 
すべり (Slides)	回転	 <div>本研究の対象範囲</div>
	並進	  
伸展 (Lateral Spreads)		
流動 (Flows)		<div>ザギング</div>  

図 2.6 岩盤斜面の地すべりの形態と本研究の対象範囲
(Varnes, 1978 をもとに作成)

崩落は, 不連続面での引張り破壊や岩体脚部の座屈により岩体が自由落下するものである。

転倒は, 不連続面でブロック化された岩塊がその前面下端を支点として転倒するブロックトップリングと, 急角度の不連続面沿いのすべり破壊と曲げ変形に伴うたわみ

性トップリングとがある。

すべりは、比較的軟質な均質岩からなる岩盤が回転する形態と、流れ盤状の不連続面沿いに並進する形態があり、いずれもすべり面でのせん断破壊が生じる。後者で二つ以上の不連続面がすべり面となる場合はくさび破壊を生じる。

伸展は、下方に分布する粘性のある軟質な材料が、この上方の岩体の荷重により沈降、塑性流動し、上方の岩体が側方へ伸張する現象である。

流動は、不連続な多くのせん断面沿いに継続的にゆっくりと曲げ、折れなどの重力変形を生じる現象で、ザギングといわれる。

また、岩盤斜面の地すべりの形態を規制する不連続面に関しては、個々の不連続面だけではなく卓越した規則性を有する不連続面の群(Systematic joint)も重要であり、図 2.7 のように斜面に対する不連続面の相対的な方向の違いによって、岩盤斜面の安定性やその破壊の形態が異なることが検討されている(Hoek, Bray, 1977)。

実用的には、岩盤斜面の不連続面の情報が把握されていれば、ステレオ投影法を用いることによって(a)円形破壊(円弧すべり)、(b)平面破壊(平面すべり、層すべり)、(c)くさび破壊(2組以上の不連続面)、(d)トップリング(転倒)破壊等の具体的な破壊のモードを知ることが出来る。

不連続面が不明瞭な均質岩や破碎岩の場合には、(a)円形破壊が生じる。

一方、斜面に向かって $30\sim70^\circ$ 程度までの角度で流れ盤状に傾斜した不連続面を含んでいるときは(b)平面破壊(すべり)を生じる。また、二組以上の不連続面が流れ盤状に分布するときは、(c)くさび破壊を生じる。

不連続面が受け盤状に分布する場合は、(d)トップリング破壊を生じる。

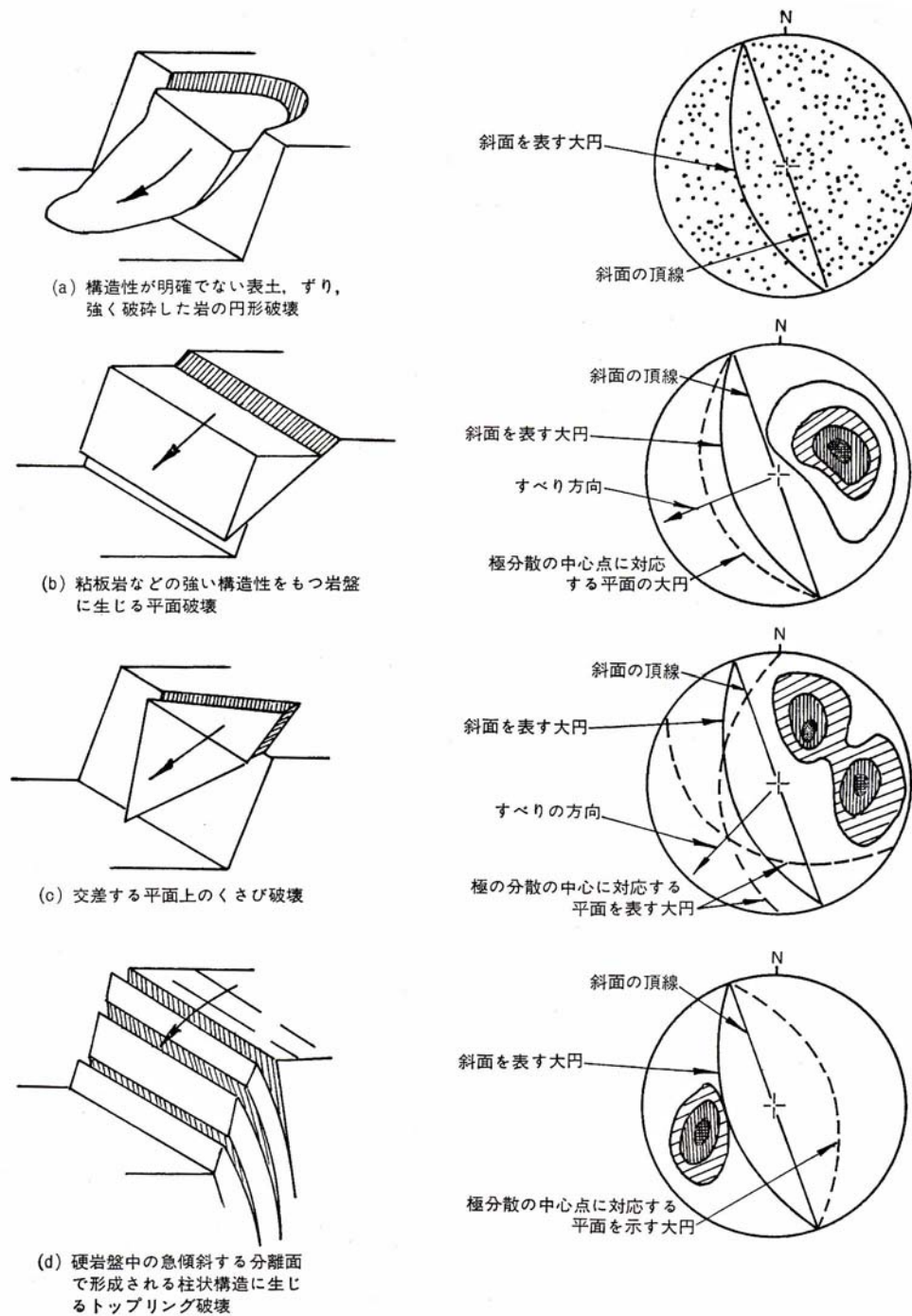


図 2.7 主な斜面破壊の形式とその地質構造のステレオ表示(Hoek, Bray, 1977)

また、図 2.6 で流動に区分されている岩盤斜面の変形については、例えば千木良(1995)によれば、図 2.8 に示すように「岩盤が連続的なすべり面を伴わないで、地表近くで重力によって徐々に変形、破壊する現象(岩盤クリープ)」とされる形態であり、岩盤斜面においてはすべりとクリープの境界は図 2.5 に示したように漸移的である。

これが、地震や降雨あるいは斜面掘削等の誘因で災害に結びつくような運動をし

た場合には、防災の対象とすべきであろう。

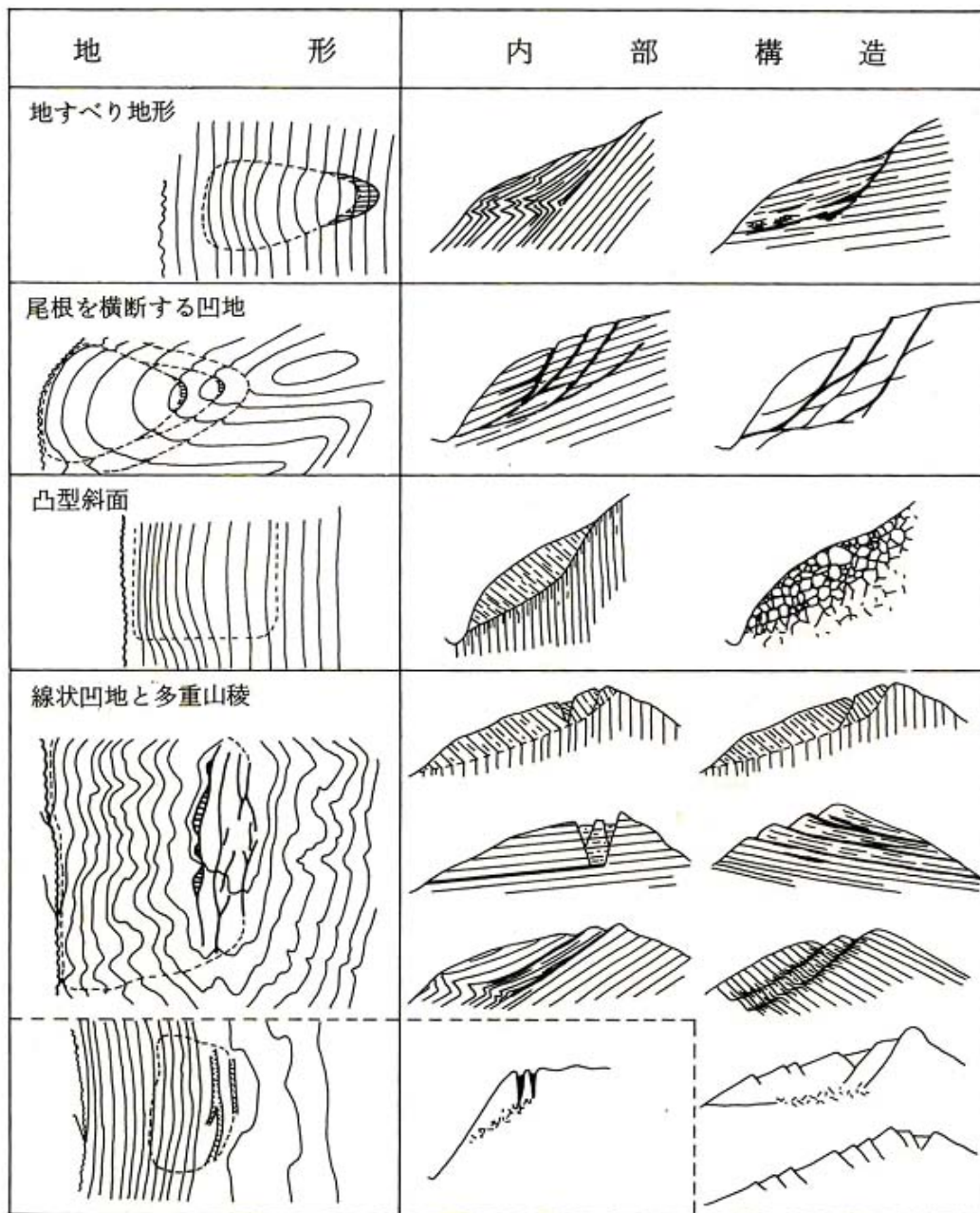


図 2.8 岩盤クリープによって形成される典型的な地形と地質構造(千木良, 1995)

本論文では、岩盤斜面の地すべりの防災、減災に役立てることを目標に、以上の岩盤斜面で予想される破壊の発生機構に関し、まず、地すべりに先立つ岩盤斜面内部のゆるみが地質の構成や不連続面の構造に応じて、どのような場所で、いつ、どのように進行しているかについて、次いで、その後の斜面下部の侵食や掘削などの直接的な誘因で地すべりの初期段階の運動がどのように発生するかなどを明らかにした

い。

2.3 本研究で対象とする岩盤斜面の地すべり

地すべりは、狭義には特別の地質条件のところで、基盤の岩石を含めたある地塊が岩盤の中にある力学的な不連続面(内部摩擦角の低い部分)沿いに、特別の地すべり粘土を作りながら、すべり面沿いにすべる現象と定義することができる(小出,1955)。これは、図 2.6 の岩盤斜面の地すべりの形態のうちのすべり(Slides:回転,並進)に対応する形態、すなわち岩盤内部の不連続面や劣化面をすべり面としてこれより上部の岩塊の動きを伴うものに限定される。

一方、広義にはVarnesの分類(図 2.6)にあるように、すべり面がまだ形成されていないザギングも含む斜面変動すべてを地すべりとすることもできる。

岩盤斜面を対象とした社会的な防災への要望は、すべりの形態だけにとどまらず、図 2.6 の崩落(Falls)、転倒崩壊(Topples)を含む、ほぼすべての現象が発生した場合の災害を対象としている。ちなみに、地すべり等防止法の定義では、地すべりとは「土地の一部が、地下水等に起因してすべる現象、またはこれに伴って移動する現象をいう」とされている。

このため本研究では、図 2.6 のうち岩の引張り破壊を主要因とする「崩落」や日本での事例報告のない「伸展」の形態を除くすべての形態を対象とすることとした。

とくに斜面のゆるみから地すべりの発生にいたる現象、すなわち地すべり発生の初期段階を主たる研究対象とした。したがって、本研究では必ずしも地すべり粘土を介在しない場合も地すべりに含むこととした。

2.4 第2章のまとめ

第2章では、地すべりの発生論に関する既往研究を検討するとともに、岩盤斜面における発生履歴の不明瞭な地すべりの実態を理解した。岩盤斜面の地すべりの発生に先立ち、斜面内部での長期間にわたる重力変形に伴うゆるみや風化の進行が重要な役割を果たすことが予想された。しかし、現状では、地すべりの初期段階における地中内部の挙動について、地表部の現象や露頭での指標以外の十分なデータが得られることは少なく、斜面内部の破壊の形態や、何を原因に、いつ地すべりが発生するのかといった発生機構については不明なことが多い。

本研究では、方法論として、岩盤斜面の掘削による地すべり発生の初期段階の事例について精査することで、岩盤斜面の変形に伴う斜面内部の状態や地すべりの発生機構を解明する実証的研究を行うこととした。

また、本研究で対象とする岩盤斜面の地すべりの形態、性状などを、Varnesの分類(図 2.6)のうちの「転倒」、「すべり」、「流動」とし、とくに斜面のゆるみから地すべりの発生に至る現象、すなわち地すべり発生の初期段階を主たる研究対象とした。

参考文献

- 小出 博(1955):日本の地回りーその予知と対策ー,東洋経済新報社, 255 p.
- 玉田文吾, 福田順二(1991):地すべり面の形成過程と粘土鉱物との関係.地すべり,vol.28,no.3,p.25-32.
- 千木良雅弘(1985):結晶片岩の岩盤クリープ(その 2).応用地質 vol.26,no.2.
- 千木良雅弘(1995):風化と崩壊, 近未来社, 204p.
- 中村浩之・白石和夫(1977):すべり面形式と地すべり発生条件に関する一考察, 土木技術資料, Vol.19, No.5.
- 藤田寿雄(1991):水没する地すべり斜面の安定解析と安定対策工に関する研究:学位請求論文, p.266.
- 古谷尊彦(1996):ランドスライド, 古今書院,213 p.
- 吉松弘行(2008):地すべり機構解析, 平成 20 年度版地すべり防止技術研修テキスト, (社)斜面防災対策技術協会
- 渡 正亮(1986):斜面災害の機構と対策, 学位請求論文, 170 p.
- Charles Jaeger(1979): Rock mechanics and engineering 2nd edition: Cambridge University Press.村上良丸 訳(1984):岩の力学と工学, 土木工学社, 486 p.
- Hoek, Bray(1977):Rock Slope Engineering.小野寺, 吉中訳(1979)岩盤斜面工学.朝倉書店,p.19-23,82-84.
- Radbruch-Hall(1978): Gravitational Creep of Rock Masses on Slopes, Rockslides and Avalanches.1,Elsevier,pp.607-657.
- Varnes(1978): Slope Movement Types and Processes, in Landslides: Analysis and Control, Transportation Research Board. National Academy of Sciences. Washington. D. C., Special Report 176.(社)地すべり対策技術協会訳(1985):地すべりーその対策と防止工(上巻),pp.17-47.

Zischinsky(1969) : On the deformation of high slopes. International Congress on Rock Mech.Lisabon,2,pp.178-185.

第3章 岩盤斜面の地すべりが発生しやすい地質条件

岩盤斜面における地すべりは、急峻な地形を平準化するマスマーブメントのひとつであり、山体の隆起や河川等の侵食が盛んな地域では発生することが多いといわれている(たとえば、植村, 1986, 黒田, 1986, 藤田 2002 など).

世界的には地すべり多発地帯として、西～北太平洋の弧状列島群からロッキー～アンデスに至る環太平洋の変動帯, ヨーロッパアルプス～ヒマラヤ～インドネシアにかけての造山帯などがあげられる. 地質構造的な日本の位置は、この前者に相当し、複雑な地質構成と地質構造となっている. プレートテクトニクスの考えによれば日本は、ユーラシア, 北米, 太平洋, フィリピン海の各プレートの会合部の圧縮応力場にあるため、地盤内部には歪みが生じ地震や火山活動等が活発化している原因となっているといわれている(金折, 1994).

地殻のごく表層部もこのような構造運動を受け山体が隆起し、河川等の侵食が活発なため(吉川, 1985), 斜面内には潜在的にひずみや微破壊面が存在するとともに岩盤は脆弱化し、地すべりの発生に影響を与えている.

本章では岩盤斜面の地すべり発生の地域性、すなわち地すべりがどのような地質条件の地域 **Where** で発生するか検討するため、日本において地すべりが発生しやすいとされる地域の岩質・地質構造の実態を確認した.

地すべり発生の素因として、斜面内部の岩盤強度や風化程度などに関わる岩質的な要因、層理面・断層など不連続面の存在に関わる地質構造的な要因および地質構造・地質構成と地形との関係による要因が重要であることを整理した.

3.1 地すべりが発生しやすい地質に関する既往研究

岩盤斜面は一般に土砂斜面よりも構成材料の強度が大きい安定性がよいと考えられるが、岩盤斜面においてもその発生頻度を問わなければ地すべりは全国どこでも発生するといえる.

ただし、一般には、地すべりが多発する箇所には地域性がある、地すべりの分布は岩質(岩相規制)や地質構造(構造規制)等の地質的な特性に関係が深いといわれている(たとえば、藤田, 1990, 2002, 地すべりに関する地形地質用語委員会編, 2004 など).

地すべりが発生しやすい岩質(岩相規制)に関しては、新第三紀層の分布地域、破

砕帯および温泉余土分布地域等で発生しやすいとの知見(小出,1955)が良く知られ,それぞれ第三紀層地すべり, 破碎帯地すべり, 温泉地すべりと分類されている。

第三紀層地すべりとしては, 固結が不十分で含水比が高く, 含水すると強度低下する第三紀の泥質～凝灰質の堆積岩, 特に侵食を受けやすい海成の黒色泥岩分布域やグリーンタフ地帯の地すべりを分類している。また, 破碎帯地すべりとしては, 地殻の運動で岩石が圧砕され鏡肌が見られるような破碎が進んだ岩盤の分布する地質構造線や破碎帯の地すべりを分類し, さらに温泉地すべりとしては, 後火山活動である温泉作用や硫気作用などによる変質を受け, 粘土化した噴気変質帯やこの上に生成された火山岩の碎屑物地帯の地すべりを分類している。これらのいわゆる軟岩分布地域においては, 簡単な物理的刺激や化学変化ですべり面形成にあずかる粘土鉱物が生成されやすいことを反映して地すべりが多発しているとするもので, 地すべりが発生しやすいことを岩質の特性から大まかに区分した結果といえる。

以上の知見は, 岩石が水を含みやすく, 水を含めば軟らかくなり, 簡単な物理的刺激により, 容易に粘土化しやすいような, すなわち地すべり粘土がしやすい基盤のところで, 地すべりを起こしやすいことを示したもので, 地すべり運動の結果形成された地すべり粘土がさらに地すべり運動を活発化していると述べるなど, きわめて示唆に富んだ内容である。

地すべりの発生にかかる岩質をもとにした以上の小出(1955)の三分類については, 以後の地すべり研究, 地すべり対策において重要な概念となったが, 小出(1955)自身は全国的な地すべりの分布や機構についてはさらに調査と研究が必要としていた。

これを念頭に黒田(1966,1973)や黒田ほか(1982)は, 地すべり発生危険地区の分布と表層地質図に基づく岩種区分を重ね合わせて, その分布密度によって地すべり素因としての地質構成を, 先新第三系の地質構造区および構造線, ないしは新第三系の地質区と結びつけた。

すなわち, 岩種と地質構造について地すべり地質区分を行い, 地すべり地を形成する要素として, 山体を構成する岩石や地層が本質的に地すべりをおこしやすい性質を持っていること, 斜面の脚部を切り取って不安定にさせるような自然の(侵食)作用が現在も盛んに営まれていること, および誘因としての地下水が常に供給されていることなどが重要であるとした。

黒田(1986)は以上の研究をまとめ, 岩盤の風化過程を「地下に埋没していた岩体が, 地殻表層部の巨視的ゆるみ域に達して封圧から開放されると, 潜在的に生じていた工学的不連続面が顕在化して, 岩種に特有の開口性節理系統が形成される。この開口性節理系統は, 空気・水・温度変化などによって風化が進行する」とした。

以上の各地すべり多発地帯を概観すると以下ようになる(図 3.1).

なお, 図 3.1 の地質区分は以下のようなものである.

新第三系(火山岩類を除く)

古第三系(四万十帯を除く)

白亜系(秩父・四万十帯を除く)

四万十帯の中生界および古第三系(塩基性岩類を含む)

秩父帯の中・古生界(塩基性岩類を含む)

結晶片岩・千枚岩などの変成岩(塩基性岩類を含む)

その他塗色されていない部分(片麻岩, 火山岩など)

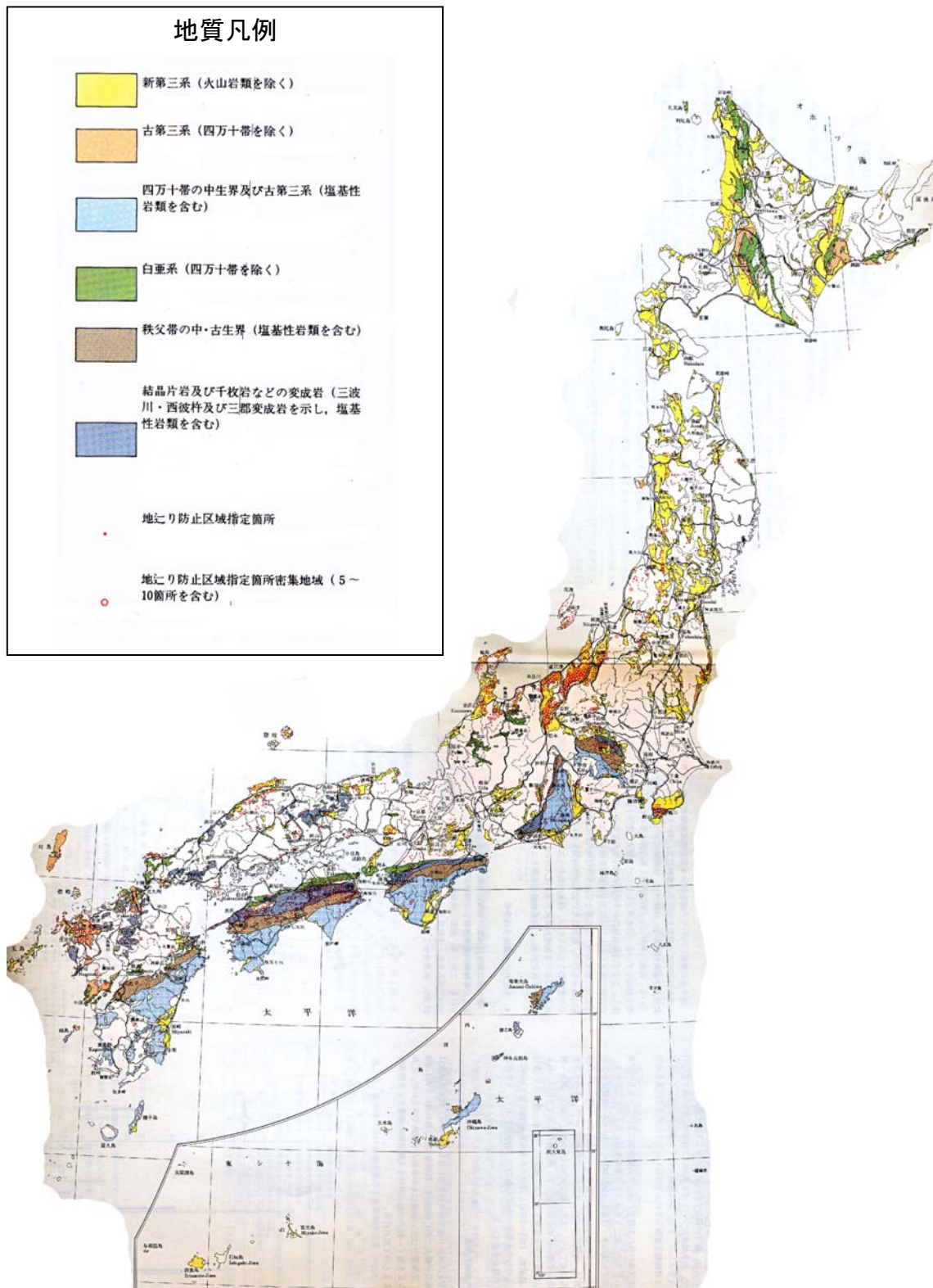


図 3.1 日本の地すべり分布図（地質調査所, 1982）

3.2 地すべりが発生しやすい岩質

(1) 第三紀層の分布地域での地すべり

新第三系の泥岩、細粒凝灰岩、これらの互層などの堆積岩類分布地域、および古第三系の砂泥互層中の挟炭層、これに伴う薄層の凝灰岩、これらをキャップロックとして覆う玄武岩などが広く分布する地域で、泥岩、凝灰岩、挟炭層をすべり面として発生していることが多い(福本,1980a,b). 一般にこれらの地域の岩石は固結度が低く軟弱で水を含みやすい岩質で、乾湿・湿潤の繰り返しによってスレーキングが著しく、膨潤性粘土鉱物であるスメクタイトを生成しやすい。また、地表のみでなく相当深部まで風化が進み特定の層準で粘土化する傾向が強く、含水比の増加により強度低下する場合もある。応力が小さいときは弾性変形を示すが応力が大きいと塑性変形を呈するようになる。

さらに第三紀層分布地域でも地すべり地区は地質構造としてキャップロック構造、ドーム構造、背斜構造、貫入岩等の分布する地区に集中する傾向を有し、その分布は流れ盤の地質構造に支配されている地域に多い。

第三紀層地すべりは、新第三系の泥岩や細粒凝灰岩およびこれらの互層などの堆積岩類の分布する地域(信越、能登半島)、および古第三系の砂泥互層中の挟炭層やこれに伴う薄層の凝灰岩およびこれらをキャップロックとして覆う玄武岩やこれに伴う凝灰岩が広く分布する地域に多く、主として日本海側の北九州・山陰・北陸・信越・東北・北海道西南部地方に分布している。また、福島県の会津盆地西側の只見川から阿賀野川流域、福島盆地北西側、常磐地域、静岡県金谷から堀之内、群馬県の烏川、碓氷川流域、兵庫県の有馬や明石付近、宮崎県南部、神奈川県逗子市から横須賀市付近等、日本海側以外にも分布している。

わが国で最も地すべり地の分布が多いのはこの地層であるが、この中でも主としてフォッサマグナを中心とした日本海沿岸の中新世のグリーンタフ地域に集中的に分布し、ここから離れるに従って減少する傾向にある。とくに新潟、長野を中心とし、石川、富山から山形、秋田まで集中して分布しており、東北地方北部、北海道渡島半島および中国地方では比較的少ない。

(2) 破碎帯の分布する地域での地すべり

結晶片岩のなかで、固結度は高いが低変成度で脆弱な片理面が形成されている泥質～塩基性の変成岩(千枚岩、黒色片岩や緑色片岩)の分布地域、その近傍で黒雲母の生成にあずかる程度の変成を受けた頁岩、粘板岩、緑色岩などの分布地域および蛇紋岩や圧砕岩を伴う地域に多く発生している(藤原,1979)。また、破碎された岩石の分布する地域に起こることから、結晶片岩以外に中古生層、第三紀層、花崗岩、火山岩等でも地質構造線あるいは断層に沿って岩石が深部まで破碎された地域では発生している。

付加体の地質分布地域では付加体形成時の不連続面が発達しており、この不連続面や付加体形成時の破砕部(シェアーゾーン)が連続するような場合には、粘土鉱物の生成や破砕作用に伴い地すべりが発生しやすい。

中央構造線に沿った九州、四国中央部から紀伊半島紀ノ川を経て中部地方天竜川に連なる地域および西関東の神流川、荒川流域等の中古生層、変成岩地帯(四万十帯、秩父帯、御荷鉾帯、三波川帯等)には地すべり地が多数分布しており、地すべり地の分布は地質構造帯や付加体の分布と密接な関係がある。

(3) 温泉余土分布地域の地すべり

火山性地すべりとしても分類されているもので、火山活動に伴う地盤の隆起沈降に伴う地盤の変形やゆるみによる場合と、後火山作用の一種である熱水による岩石の変朽化や温泉作用とくに硫化作用により変質した温泉余土といわれる粘土の存在で発生する場合がある。火山碎屑物の多い地域すなわち火山周辺で斜面に平行な堆積面を持つ流れ盤の地域や、熱水変質を受け温泉余土化の進んだ地域および貫入作用による変質を被った地域に地すべりが多く発生する。

たとえば鳴子、箱根、別府、霧島、長野県吾妻川流域、諏訪付近、中房温泉、新潟県妙高、石川県白山、雲仙などの地域に見られる。

3.3 地すべりが発生しやすい地質構造

地すべりを発生しやすい地質分布地域でも、とくに地質構造的な不連続面が比較的多く存在する地帯には地すべり地が集中しやすい。一方、地すべり発生の少ない地域、例えば花崗岩やアルコーズ砂岩、流紋岩などの分布地域であっても、明瞭な断層に沿った地域では構造運動に伴う粘土鉱物の生成や不連続面の存在を素因として地すべりが発生する。

地すべりが発生しやすい地質構造には以下のものがあり、これらの構造を有する地帯では、流れ盤状の連続した脆弱な面・せん断面の存在、熱および応力変形による地盤の圧砕・ブロック化の進行、雨水の浸透や地下水の貯留が見られる。また、せん断面が形成されやすくブロック化が進行しやすい地質構造は、地すべりの発生やその形状を規制している(小俣,1995)。

受け盤であれば転倒、流れ盤であればすべりとなりやすいなど、破壊形態も地質構造に規制されることが多い。また地質構造線あるいは断層に沿って岩石が深部まで破砕されたり、付加体形成時の破砕部(シェアーゾーン)が連続するような地域では、粘土鉱物の生成や破砕作用に伴う地質的不連続面が発達するため、岩盤斜面の地すべり・崩壊が発生しやすい(たとえば小俣, 2002)。

1) 同斜構造とくに流れ盤(図 3.2):

新第三紀層や和泉層群で流れ盤地すべりが多いのは、すべり面相当層の不連続面、層理面強度が小さい、すなわち層理面に凹凸がなく、変形開始時のダイラタンシーが小さい。このため斜面末端部の侵食などの変化に応答が良く、すべりやすい。流れ盤の地すべりは概ね勾配も 10 度前後と緩いが、特定の層準がすべり面となるブロックグライドが多い。例えば、新第三紀層では富山県氷見の胡桃や国見など、秋田県の谷地の地すべり、新潟の地すべりなどのように、化学的風化によりスメクタイトなどの粘土鉱物が生成されやすい凝灰岩や泥岩などの挟在層がすべり面となっている。古第三紀層の長崎県北松浦郡の鷲尾岳や平山などの地すべりでは、挟炭層がすべり面となっている。和泉層群の洲本地すべりでは頁岩層の上面がすべり面となっている。亀の瀬(数万年前から活動 37,800 年以前 ^{14}C による)地すべりの清水谷地区では中新世中期二上層群の熱水変質による緑色化粘土化が進んだ部分で、粘土層の含水比が高くなって軟質化することが原因。同峠地区では亀の瀬礫層に形成された高含水性の粘土帯(スメクタイト化)がすべり面(26,320 \pm 1,860 年前)となっている。

層理面、片理面、断層面、連続する節理面などの不連続面が斜面方向に傾いている流れ盤の場合には、地すべりが多く発生する。また、切土法面などで短期的に不安定化が進行しやすいのも流れ盤構造である。

さらに、地震により発生した地すべりも、層理面が不連続面となって、これ沿いにすべり面が形成されたものが多い。例えば、中越地震の芋川沿いの地すべりは鮮新世～更新世の魚沼層群の細粒砂岩層がすべり面となって、地震時に飽和した砂岩層で異常間隙水圧が発生し、流れ盤の地すべりを発生している(鈴木, 2008)。

比較的間隙比が大きく未固結に近い砂質岩と難透水性の泥質岩の互層から構成される斜面では、砂質岩層が降雨後などの含水した状態にあるとき地震が発生すると、その振動により構成粒子の再配列とそれに伴う異常な間隙水圧が上位の泥質岩の下面に発生し、急激な変位を伴う地すべりが発生することがわかってきた。とくに緩傾斜の流れ盤や若干の受け盤の斜面では、平常時には安定しているものの地震時には振動により極端に不安定化し、平面すべりを発生しやすい。地震時の地すべりも基本的には流れ盤の斜面で発生しやすいといえる。

このように地震を誘因とする地すべりのすべり面は砂質岩層中にあることが多く、すべり面が泥質岩層中にある降雨や侵食を直接の原因とする地すべりとは、地すべりの発生機構が異なると考えられる。したがって地形的に地すべりが想定される斜面で

あっても、すべり面の層準は降雨や侵食時の地すべりと地震時のものとでは異なる可能性がある。

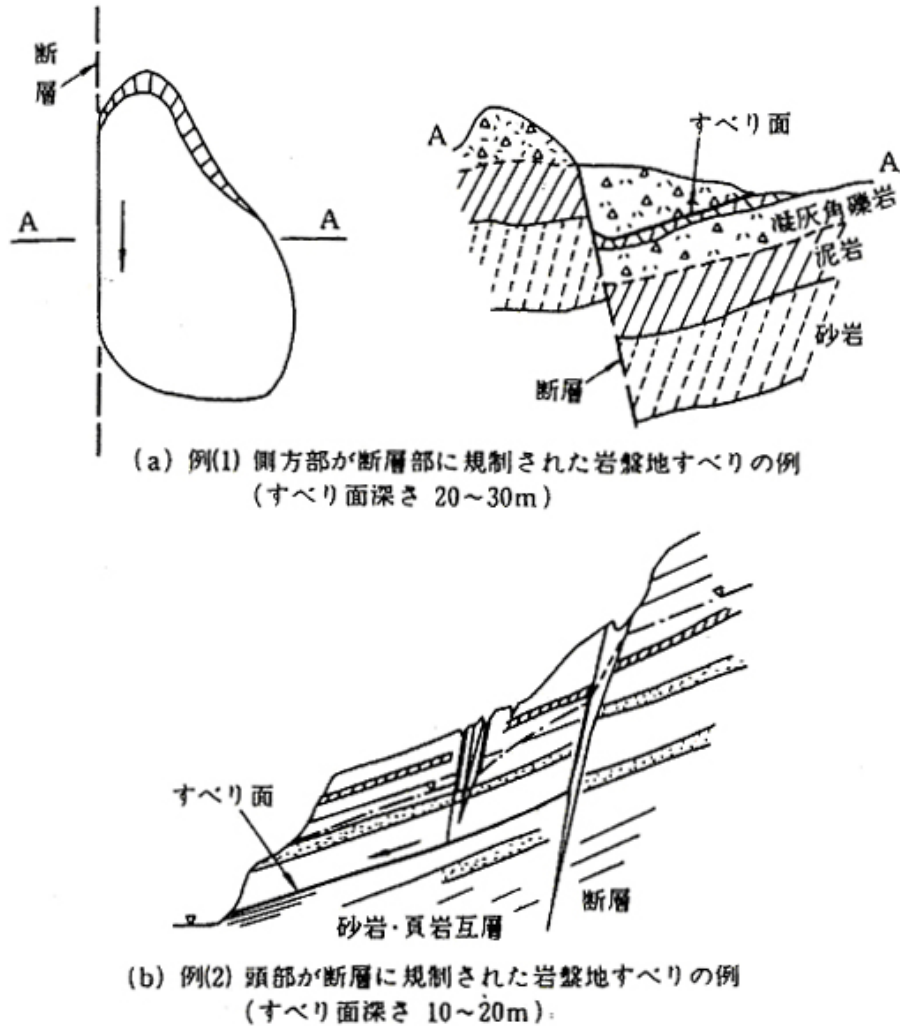


図 3.2 同斜構造(流れ盤), 地層の層理面に規制された地すべりの例
(小俣, 1995)

2) 断層・破碎帯(図 3.2, 3.3):

断層は連続性のある顕著な弱面となる。断層は薄い粘土シームを挟んで鏡肌が見られるだけのものから、粘土や角礫、割れ目の密集帯等からなる断層破碎帯を形成しているものまで様々な規模のものがある。断層はそのものがすべり面となるだけでなく、その破碎作用による岩質の脆弱化、難透水性の断層粘土による地下水の堰上げ、亀裂の密集帯での地下水の貯留、及び初期地圧による変形の発生などから大規模な地すべりの原因となりやすい。わが国の主要構造線である中央構造線、糸魚川・静岡構造線、日高構造線等に沿った地帯では地すべりが集中している。

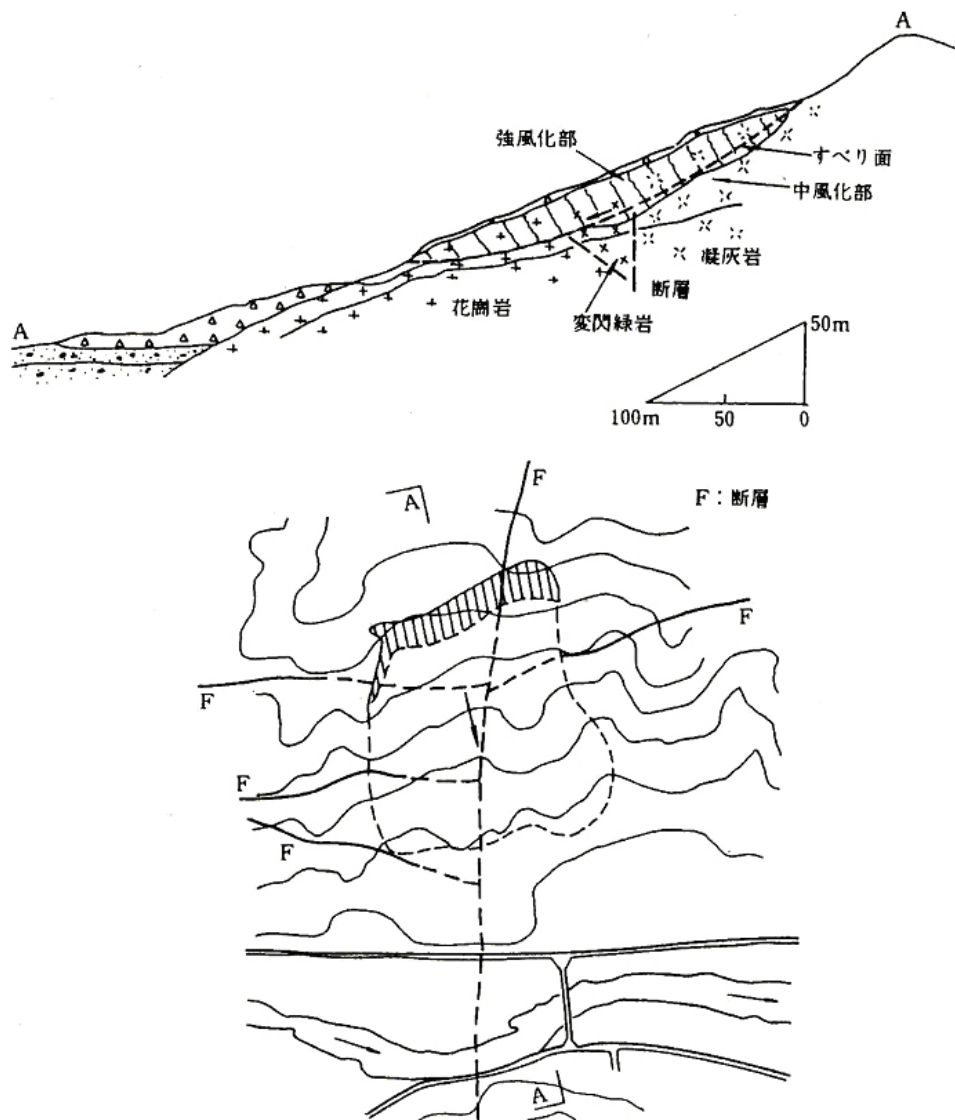


図 3.3 断層および強風下部の存在に起因する風化岩地すべりの例(藤田, 1982)

3) キャップロック構造 (図 3.4) :

キャップロック構造は、上位に玄武岩溶岩、砂岩、礫岩等の硬質ではあるが亀裂が発達して透水性のよい岩盤やシラス、砂礫層などの雨水の浸透・地下水の貯留層となる地層が分布し、この下位に破砕を受けた泥質岩や挟炭層等の変形性の大きい比較的軟質な岩が分布するもので、ほぼ平坦な山頂を形成するものをいう。

キャップロック構造をなす斜面では上位層からもたらされた地下水が下位層の上面で湧出し、下位層の脆弱化に伴い地すべりを誘発しやすい。とくに北九州の松浦地方では挟炭層の上下面が地質的な不連続面で、これがすべり面となって鷲尾岳等の大規模な地すべりが発生している(藤田,1982)。また、上位層が縦亀裂から分離して転倒崩壊(トップリング)することもあり、これは地震を誘因として大規模なものとなることもある。

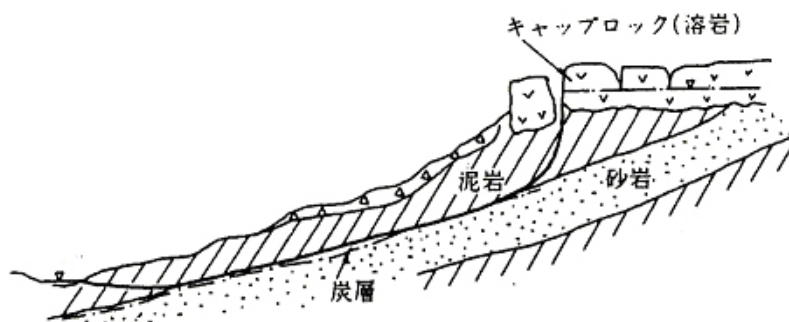


図 3.4 キャップロック(台地玄武岩)に起因する岩盤地すべりの例(小俣,1995)

4) 褶曲とくに背斜構造, ドーム構造 (図 3.5) :

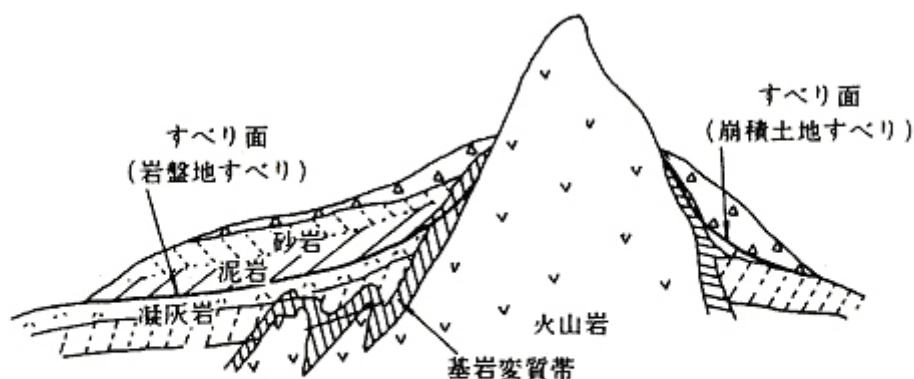
褶曲構造やドーム構造では背斜軸部に引っ張り亀裂が多く、これが弱線となりやすい。



図 3.5 褶曲(背斜構造)に起因する岩盤地すべりのモデル(藤原,1979)

5) 岩脈の貫入周辺部(図 3.6):

貫入岩帯のうち、特に岩脈は周辺岩盤との間に、力学的にも水理学的にも不連続面を形成しており、断層と同じような注意が必要な場合がある。また、周辺岩盤での熱水変質も地すべりの素因となる。



岩盤内部の変質帯(粘土化帯)は強度が著しく低下し、すべり面になりやすい。

図 3.6 火山岩貫入に起因する岩盤地すべりの例(小俣,1995)

3.4 第3章のまとめ

第3章では、岩盤斜面の地すべり発生の地域性を検討するため、日本において地すべりが発生しやすいといわれている岩質・地質構造の実態を確認した。地すべり発生の素因として斜面内部の岩盤強度(岩相規制)や不連続面の存在(構造規制)などの岩質・地質構造などの規制要因が重要であることを整理した。

岩質や岩盤強度に関する岩相規制としては、岩石が水を含みやすく、水を含めば軟らかくなり、簡単な物理的刺激により、容易に粘土化しやすいような、すなわち地すべり粘土ができやすい基盤のところで、地すべりを発生しやすい。

不連続面や地質構造に関する構造規制としては、層理面・片理面・断層面・連続する節理面などが同斜構造とくに流れ盤となる斜面、断層により破碎された斜面、キャップブロック構造の周辺斜面、褶曲とくに背斜構造やドーム構造の斜面、岩脈の貫入周辺部の斜面などで、地すべりを発生しやすい。

参考文献

- 植村 武(1986):マス・ムーブメントの地質学的考察, 地質学論集 No.28,pp.3-11.
- 金折 裕司(1994):断層列島,近未来社 pp.19-24.
- 黒田和夫(1973):地すべりの地質的区分ーとくに小出の三大分類に関連してー, 地すべり,Vol.9,No.3,pp.1-6.
- 黒田和夫・大八木則夫・吉松弘行(1982):地すべり現象からみた日本の地質地帯区分, 地すべり,Vol.18,No.4,pp.17-24.
- 黒田和夫(1986):地すべり現象に関する日本列島の地質地帯区分, 地質学論集,No.28,pp.13-29.
- 小出 博(1955):日本の地回りーその予知と対策ー,東洋経済新報社, 255 p.
- 小俣新重郎(1995):地すべり・岩盤崩壊.最新地盤調査ハンドブック,建設産業調査会,p.593-624.
- 小俣新重郎(2002):秩父地方における長柱状石灰岩体の平面すべりとその対策, 地すべり,Vol.39,No.1,pp104-110.
- 地すべりに関する地形地質用語委員会編(2004):地すべりー地形地質的認識と用語, 日本地すべり学会,318p.
- 鈴木 滋(2008):激甚な地震後における地すべり土塊の運動特性に関する研究, 土木研究所資料, No.4116,pp.129-132.
- 福本安正(1980a):新潟県の地すべりと地質及び地質構造の関係(1),地すべり,Vol.17,No.3,pp.1-11.
- 福本安正(1980b):新潟県の地すべりと地質及び地質構造の関係(2),地すべり,Vol.17,No.4,pp.28-35.
- 藤田 崇(1990):地すべりー山地災害の地質学,共立出版,126p.
- 藤田 崇ほか(1982):特集地すべり,アーバンクボタ,No.20.
- 藤田 崇(2002):地すべりと地質学,古今書院,238p.
- 藤原明敏(1979):地すべりの解析と防止対策,理工図書, pp.13-18.
- 吉川虎雄:湿潤変動帯の地形学(1985):6.4 氷期ー間氷期の交代と山地地形の発達, (財)東京大学出版会, pp.120-123.

第4章 岩盤斜面の地すべりの発生にかかわるゆるみと風化の進行

最終氷期に地すべりが活発化した時期についての既往研究と、本研究における荒川、黒部川、木曽川の各流域の段丘面と地すべりや風化帯の分布の関連とから、最終氷期に形成された段丘面以高の斜面内部では、地すべり移動体となる深度まで、ゆるみや風化が段丘面の形成時期に進行していたことが予想された。岩盤斜面では本来の岩盤強度や不連続面などの岩質・地質構造の要因に加えて、長期にわたる山体の隆起や河川等の侵食に伴う斜面のゆるみや風化の進行が、地すべり発生以前の要因として重要であることを示した。

また、人為的な切土のり面の既往研究に基づき、岩盤斜面におけるゆるみは段丘形成期からの風化とその後の地形侵食に伴う重力変形に依存すると考えた。すなわち、斜面末端部での侵食を受けたと考えられる過去の氷期には、人為的な掘削と同様に河床低下に伴い斜面内部で変形が進行することに伴い、ゆるみが形成されることを示した。

ゆるみの地質的な指標としては、透水性が基盤岩の難透水に比較しゆるみ範囲で極端に大きいこと、自然地下水位がゆるみ範囲以下であること、弾性波速度がゆるみ範囲では 2km/s 以下であることの3点に集約されることを明らかにした。地形的な指標としては長期間のゆるみの進行の結果としての、二重山稜や多重山稜などの線状凹地、山腹緩斜面、段差地形などの微地形が重要であることを示した。

4.1 岩盤斜面の大規模な地すべりの発生、活動時期

地殻変動が現在ほど活発でなかった 50 万年以前の地形については、山体の隆起が小さかったことで侵食が進み準平原化し残存していない。このため現在見られる大規模な地すべりの発生時期については、山体の隆起に伴い山地が形成されるようになった 50 万年以降の段丘時代からとする考えがある(藤田崇 1990)。

日本における更新世中～後期の広域の段丘面としては、多摩面(約 50 万年前)、下末吉面(約 13 万年前)、ウルム氷期以降の武蔵野面(約 5 万年前)、立川面(約 2 万年前)が代表的である。

図 4.1 は初生地すべりの移動体資料から得られた ^{14}C の測定結果を、更新世後期での海水面変動に記入したものである。

岩盤斜面の大規模な地すべりの発生・活動年代については、埋もれ木などの ^{14}C の年代測定、テフラによる年代区分などによって、約 2 万年前から 5 万年前のウルム氷

期までさかのぼれる(大西・寺川・西田,1984, 中村・檜垣, 1991 など)。

(1) 氷期の地すべり活動

地形削剥が活発な氷期には、河川の源頭部から上流部にかけては、山体の凍結融解に起因して落石や崩壊が活発化するとともに地山内部では緩み、物理的風化が進行する。一方、河川の中流から下流部では海水面の低下に伴い河床も低下するため、不連続面の強度が低い流れ盤斜面では斜面末端部の侵食により地すべりが発生しやすい。

図 4.1 に示すように、ウルム氷期の最も海面が低下した約 2 万年前や最後の亜氷期である約 1 万年前に活動したことが知られる新第三紀層分布地域の秋田県谷地、福島県日中、長野県茶臼山、同県地附山、奈良県亀の瀬などの大規模地すべりはすべて流れ盤であり、現在の再活動地すべりのほとんどがこの時代に初生したといわれている(大西・寺川・西田, 1984, 中村・檜垣, 1991 など)。

一方、このような海面が低下し斜面末端部が侵食された時期においても、不連続面が受け盤構造の斜面では、岩体自体の強度が不連続面の強度より強いことから滑りにくく、不連続面沿いの変位に伴う岩体の曲げ変位が生じ斜面内部に緩み域を残存したまま、現在でも地すべりの発生に至らない斜面として存在することが想定される。

このように後氷期である現在の地形は、氷期から継承されてきた地形であり、抵抗性の低い軟質岩からなる斜面や流れ盤の斜面ではすでに地すべりが発生していることが多いが、一方、抵抗性の高い硬質岩からなる斜面や受け盤の斜面ではゆるんだ状態で残存していることが予想される。

(2) 間氷期の地すべり活動

降雨が多く、温暖な下末吉期などの間氷期(海進期)には、河川の上流部では流水量が増加することに伴い、河川の侵食が進行し、氷期に堆積した河床堆積物が侵食され河成段丘が形成される。この時期には、河川上流部では河床の低下に伴い、氷期に緩んだ受け盤斜面や河床近くに不連続面が露出する流れ盤斜面では地すべりが発生したと推定される。

一方、河川の中流部から下流部にかけては海水面の上昇に伴い河床部での土砂堆積が進行し、段丘堆積層が形成され、その後の海水面の低下に伴う離水により最高海水面に相当する段丘面が形成される。この時期には気候が温暖化したため、氷期に緩んでいた山体内部では降雨の浸透や気温の上昇に伴い化学的風化が進行したと考えられる。

後氷期の現在では、氷期から継承された地形が温暖、多雨の気象条件に応じた平衡状態に移行する現象の一つとして、風化やゆるみが進行した岩盤斜面で地す

べりが発生しているものと考えられる。

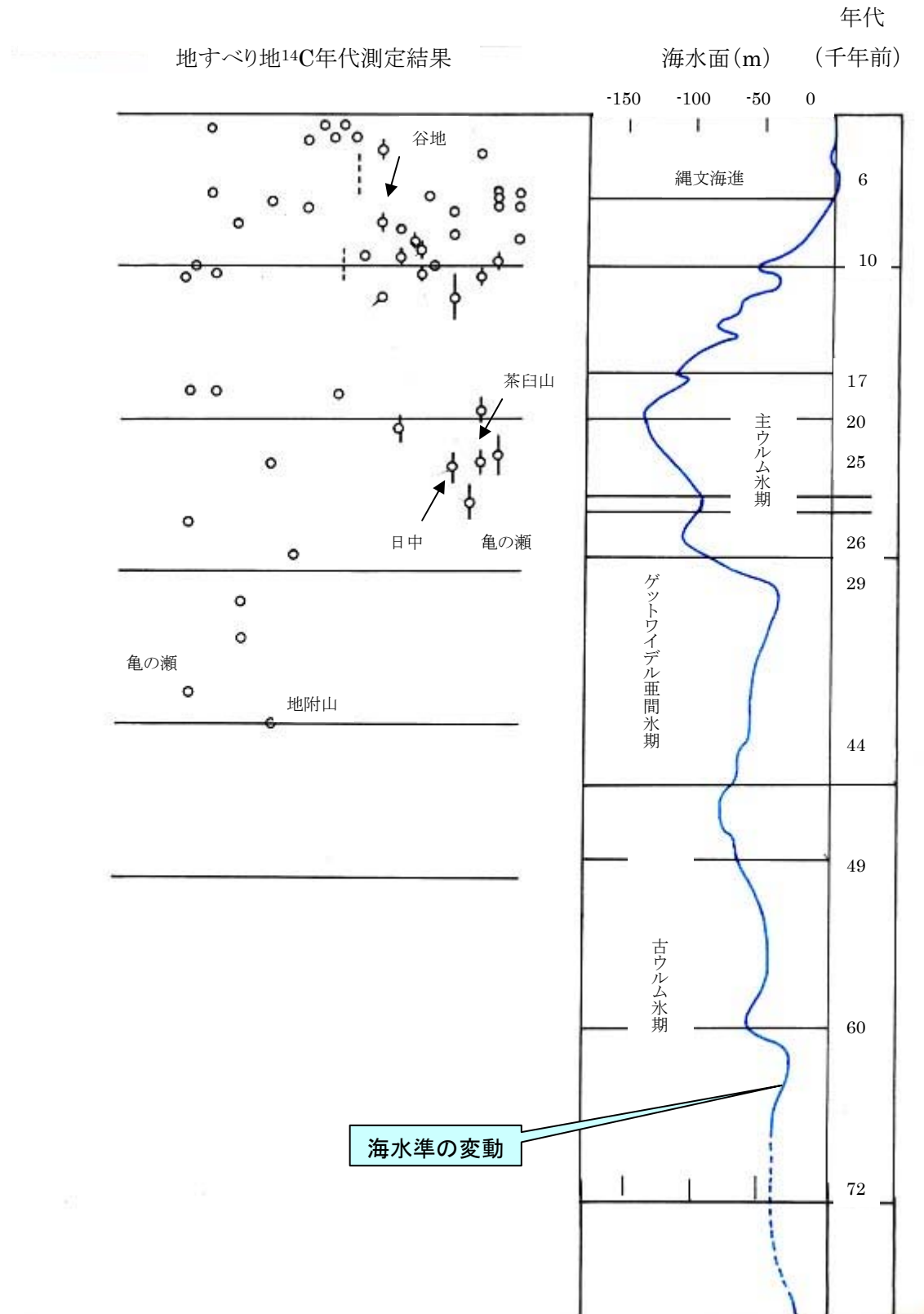


図 4.1 地すべり移動体の埋れ木などの試料における¹⁴C測定結果と海水準変動
(大西・寺川・西田,1984,中村・檜垣, 1991.に加筆)

4.2 岩盤斜面の地すべり, 風化帯, ゆるみ域の分布と段丘面との関連

4.2.1 段丘面の形成と地すべりの活動との関連

地形形成は地殻変動と海面変化の影響を受け, 河川流域では下方侵食の停滞期に平坦面が形成され, その後, 下方侵食が活発化し河床低下した時期に段丘面として陸化する.

河川の下流部では, 間氷期の海面上昇に伴い河床勾配が緩やかとなると, 溪岸部で側方侵食を受け, 流心側に平坦面が形成される. 一方, 河川の上流部では, 氷期の山腹の崩壊などにより土砂が河床に供給され, これが堆積することで平坦面が形成される. このように, 下方侵食が停滞する時期には平坦面が形成され, これが河成段丘面になる. 段丘面形成には長期間を要するため, 段丘面より上の斜面では, 長期にわたり降水や融雪で供給された地下水によって, 斜面内部は化学的風化を受け, 強度低下している.

その後の氷期などに海水準が低下すると, 河川は下方侵食を受け河床低下し, この平坦面は離水し段丘面として陸化する. 陸化する際, 段丘崖も形成される. 離水の条件は, 氷期に侵食基準面(海面)の低下に伴い河床勾配が急となって下刻が回復し残存した平坦面が段丘面となる場合や, 間氷期に河川流量の増加によって堆積部が侵食を受ける場合である.

河床低下に伴い地形が急峻に変化すると, 斜面は物理的風化を受け, 斜面内では応力の変化が生じ, 引張り, 曲げ, せん断, 圧縮の強度に応じて破壊が進行, ゆるみ変形が増大し, 地すべりの発生につながる.

段丘面形成には長期間を要するため, 段丘面より上部の斜面では化学的風化やゆるみが進行し, 地すべり発生の素因となる. 山岳部では氷期に凍結融解などの削剥作用が活発に行われ, これが旧河床を埋没し, その後の間氷期に河川の侵食が活発化することによって, 段丘崖が形成されるといわれている(吉川, 1985). したがって, 段丘面を末端とした斜面内部には, 長い氷期の間に凍結融解に伴う不連続面での開口や風化が深くまで進行し, これに伴う強度低下により風化部では斜面の重力変形も進行, 累積することが推定される. これに伴い, 段丘面より上部斜面に崩壊や地すべりの分布が多く見られるものと予想される.

藤田崇(1990)によれば, 図 4.2 のように第四紀後半の海水面の変化と地殻変動による相対的な山地の成長と地すべり発生・発展の関係が示されている. このなかで地すべりの多発期は, 1~4 の 4 時期に分けられている.

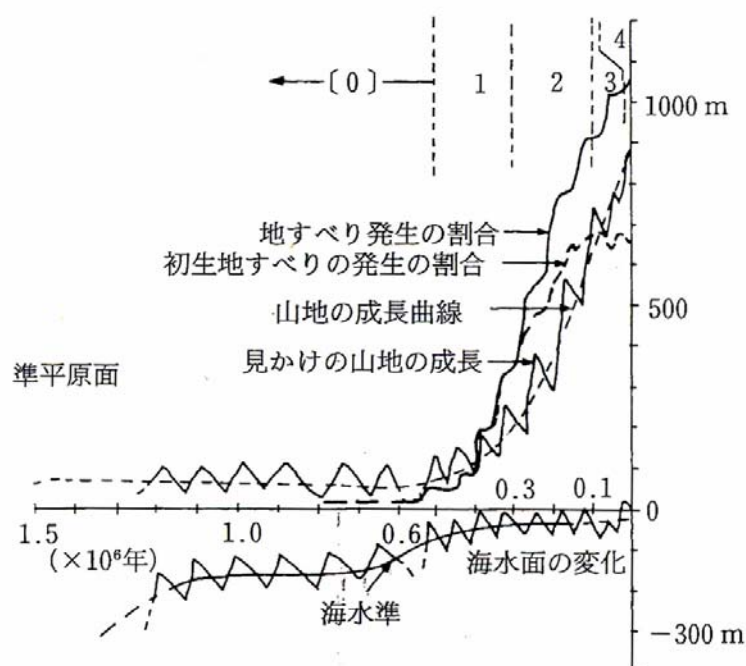


図 4.2 山地の成長と地すべりの発生(藤田 崇,1990)

山地の成長曲線は藤田和夫(1983)にもとづく。

[0]は第四期前半の地すべり発生が少ない時期、

「1」～「4」は第四紀後半の地すべりの多発時期

[0]約 50 万年以前の中期更新世。準平原的な侵食小起伏面が発達した時代で、風化が進んで赤色度が多くの地域で形成された。現在ほどの第起伏山地が発達していなかったため、地すべりの発生はそれほど多くなく、それらも大部分は小規模と考えられる。現在では、一部の大規模な地すべり移動体を除いて、地形的には残存しない(例えば青木・高浜 1976, 1977 など)。

1)第1期:約 50～30 万年前。海水面の変化と地殻変動により相対的に山地の隆起が始まり、中部地方などの隆起の激しい地域では準平原状の小起伏面が隆起することで、準平原面の辺縁部で初生の地すべりが発生した。地すべり移動体の構成物質には赤色土の混入が認められ、準平原面上の風化堆積物が多かったと推定される。当時の地すべりは小～中規模が主体と考えられる。

2)第2期:30～10 万年前。いわゆる高位・中位段丘の時代に対応する。

日本列島全般にわたって山地の隆起が激しくなって、多種の地すべりが多くの斜面で発生し始める。新第三系分布域の隆起の激しい地域は、早い時期から大規模な地すべりが発生し、その後二次的変動が続いたと考えられる。西南日本外帯のような硬質岩の発達域では、この段階の後半に山地が成長し、斜面のクリープ現象から大規模な地すべりへと発展した。現在、一部の地すべり移動体は安定し

ているものの、多くは活動が継続している。

3)第3期:約10～2万年前:中位段丘の形成時代に対応する。

山地はさらに高度を上げ、これに伴い地すべりの活動範囲は拡大していった。この時代は二次的地すべりの拡大時代で、第Ⅱ期に発生した地すべり移動体の多くが継続的かつ慢性的に斜面を活動していくタイプの現在の典型的な地すべりに移行していった。斜面上を多数の地すべり移動体が覆ってしまうと、大規模な地すべりの発生は見られなくなったようである。中部山地や外帯、特に四国山地ではこの期の始め頃は依然として大規模な初生変動が発生しており、多量の崩壊物質が生産されている。現在見られるような地すべり移動体を有する山地斜面はこの期の終わりに形成された。

4)第4期:2万年以降の後氷期。地すべりの二次的変動の繰り返しが優勢な時代である。中部地方の山地や外帯あるいは火山帯で年平均数回程度の大規模な初生変動が発生する。このほか、人為的な要因によって発生した地すべりの中には大規模な初生変動を起こすものも少なくない。

図4.1に示された各地すべりの発生年代は、上記の第3期～第4期に相当するものといえる。

段丘面形成後の地形発達と斜面内部の風化の進行との関連が強いと考えられたことから、本項では、以下、事例により段丘面の分布と地すべり・崖錐等の分布や風化・緩みゾーンとの関連を考察した。

4.2.2 荒川中流域の段丘面と地すべり分布の関連

埼玉県荒川中流域の秩父盆地には図4.3に示すように高位、中位、下位の大きく3段の段丘面が分布しており(吉永・宮寺, 1986)、荒川右支流の浦山川流域では、地すべりや崩壊の下面が段丘面に一致している傾向がある。

秩父盆地に流入する浦山川流域では、地すべり地や崩壊地が図4.4aのように分布していることを地形から判読した。また、このうちのいくつかについてはボーリング調査によって地質状況や地すべり面を確認した。これらの地質状況が確認されている地すべり地の末端標高は、盆地周辺の高位、中位、下位の各段丘面の高さに応じた位置に分布している傾向がある。

下流の秩父盆地を浦山川の侵食基準面として、盆地近傍の段丘面とこれらの地すべりや崩壊の変動地形を河川縦断図に投影すると、図4.4bのように各変動地形の末

端標高がほぼ3つのグループ、すなわち約40万年前の高位段丘面相当、約15～10万年前の中位段丘面相当及び約3万～1万年前の低位段丘面相当の河床に一致する。これは、斜面変動による破壊面が段丘面の形成時期に応じて形成され、山地の隆起に伴う相対的な河床の低下によってより下位の段丘面が形成されるとともに、この段丘面に応じた深い深度に破壊面が形成されていったことを推定させる。なお、これらの変動地形の規模は、上位標高を末端部とするもののほど大きい傾向である。

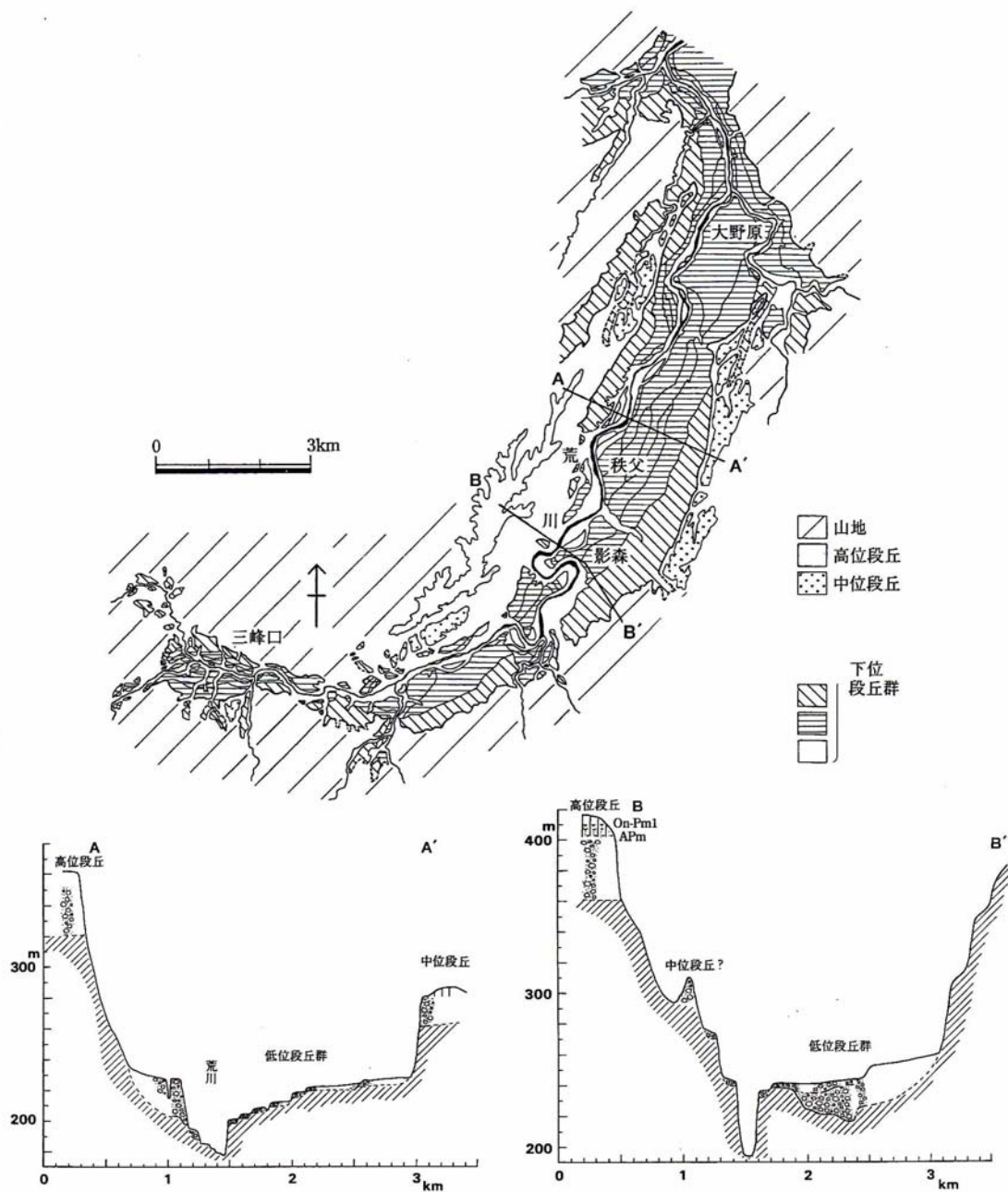
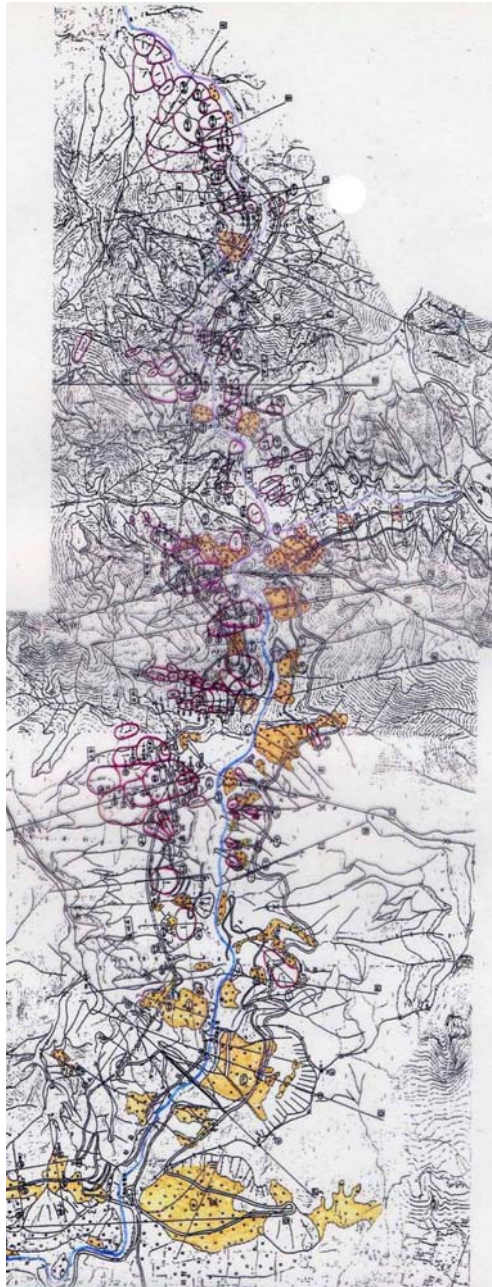
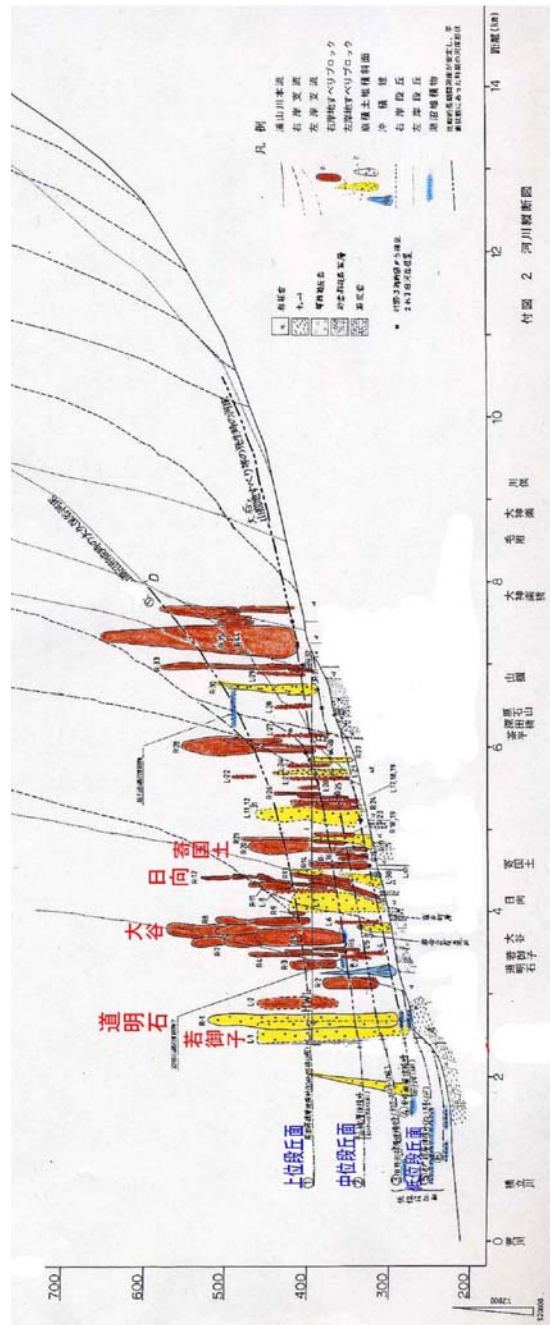


図 4.3 秩父盆地の地形分類図と地形地質断面図(吉永・宮寺, 1986)

以上を整理すると、浦山川流域の段丘面を末端とした斜面内部では、長い氷期の間に凍結融解に伴い不連続面での開口や風化が深くまで進行し、風化部では斜面の重力変形も進行、累積し、強度低下していたことが推定され、そのため、地すべりや崩壊の下面が段丘面に一致していると考えられる。



a. 平面図



b. 河床縦断面図

図 4.4 浦山川流域の地すべり、崖錐斜面の分布と段丘面の関連

4.2.3 黒部川中流域の段丘面と風化帯・ゆるみ域の分布の関連

富山県の黒部川中流域の斜面では、段丘面を境に風化やゆるみ域の分布に違いを生じている。

例えば、図 4.11 の黒部川の攻撃斜面である B 斜面では、図 4.12 のように現河床から 120m 上方の段丘面 Terrace I より上位標高部の斜面内部には風化帯やゆるみ域が厚く分布し、その性状は岩芯まで風化が著しく進行し褐色化している。これより下位の段丘面 Terrace I ～IV の間の斜面内部では不連続面沿いで風化が進行し酸化褐色化は進行しているが、岩芯は未風化である。一方、段丘面 Terrace IV より下位標高部には風化やゆるみはほとんど認められない。

段丘面を境にして、このように風化帯やゆるみ域の性状や厚さが異なるとともに、風化帯下面の新鮮な岩盤の形状も段丘面付近で高まりがみられることから、風化やゆるみの進行が段丘面の形成時期と関連していることが予想される。

(1) 概要

黒部川中流部の B 斜面の事例は、硬質な花崗閃緑岩から構成される斜面の末端部を掘削したことで地すべりの初期段階の変動が生じた斜面の例である（北陸地方建設局，1999）。不連続面が受け盤状の斜面下部では、掘削により不連続面沿いのせん断破壊や受け盤状岩体の山側での曲げ引張り破壊が生じてトップリング変形が生じた。これが引き金となって斜面上部では、風化層の下面で進行性のせん断や曲げ破壊が生じ、尾根を跨いで幅 180m、長さ 350m、深さ 40m の初期段階の地すべりが発生したものである。押え盛土で安定化が図られたが、斜面上部で 35cm、末端部で 20cm の変位となった。地すべりの履歴がない斜面であるが、段丘形成時代の氷期、間氷期を通じた海水面の変動に対応した風化やゆるみが、段丘面の高さに応じて進行していたことが変動後の調査で判明した。

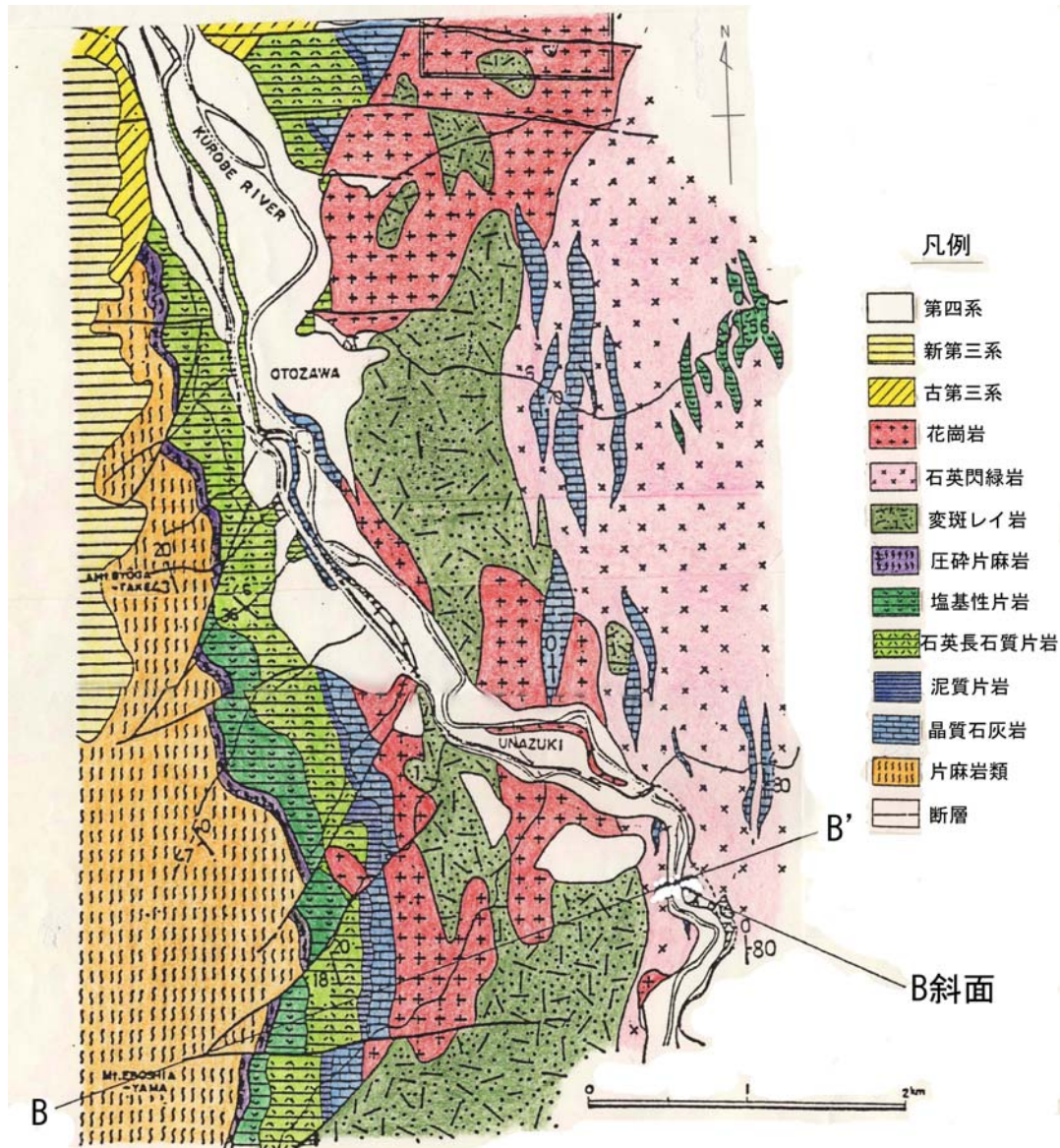
(2) 地質特性

1) 地質

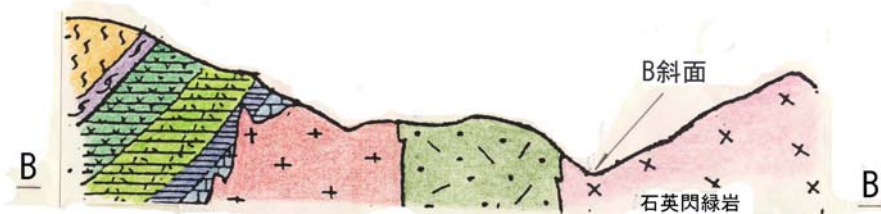
図 4.5 に示すように、B 斜面周辺地域には西側から片麻岩類、結晶片岩類及び中生代ジュラ紀(約 1 億 8 千万年前)の船津花崗岩類に属する花崗岩、変斑レイ岩、石英閃緑岩などが分布している。B 斜面には、これらのうち石英閃緑岩と閃緑岩が貫入関係または漸移関係で広く分布するほか、花崗岩質アプライトの岩脈も分布している。B 斜面周辺の地質層序を表 4.1 に示す。

調査横坑の観察では、石英閃緑岩や閃緑岩はほぼ垂直な片麻構造を被っている箇所や、併入した花崗岩質アプライトの細脈と互層状を呈している箇所もある。また、新鮮な石英閃緑岩がブロック状の捕獲岩として閃緑岩をとり込んだ箇所が広く見られる

など、複雑な岩相を呈している。捕獲岩の片麻状花崗岩は、カリ長石を多く含み全体に淡紅色を帯びた岩石であるが、風化が進むと極めて脆弱となり、強風化部は全体に赤褐色を帯び、節理沿いに褐色粘土を挟み、小片ブロック状に容易に崩れやすい。



a. 黒部川中流域の地質図



b. B-B' 地質断面図

図 4.5 黒部川中流域の地質状況（広井美邦,1978 に加筆）

時 代			地質（岩石）名	記号	模 式 図	特 徴
新 生 代	第 四 紀	完 新 世	現河床堆積物			花崗岩類・斑レイ岩類などの円礫、砂などより構成される。礫径は20～200cm
			崖錐堆積物			左右両岸の斜面上に分布し、後背山地の構成岩石（石英閃緑岩・閃緑岩など）の角礫を含む褐色土砂。
		更 新 世	段丘堆積物			右岸に平坦面を形成して分布する。花崗岩類などの円礫を主体とする砂質～粘性土層。固結度は低い。低位（EL. 240m付近）、中位（EL. 345m付近）。高位（EL. 375m付近）に分類される。
中 生 代	ジ ュ ラ 紀	船 津 花 崗 岩 類	アプライト			細粒、白色～淡褐色の岩石。石英閃緑岩、閃緑岩を貫く、不規則な脈状岩体。結晶片岩体に調和的に細脈状に分布する事も多く、ややクラッキーである。
			石英閃緑岩			中粒～粗粒の優白色な岩石。 B斜面の主要をなす岩石で、閃緑岩、結晶片岩、片麻状花崗岩を不規則に取り込む。閃緑岩と漸移し、複合岩体をなす。
			閃緑岩			有色鉱物が多く、暗緑色～緑色の中・粗粒岩。石英閃緑岩に、ブロック状に包含される均質な岩相を呈する所の他、石英閃緑岩と漸移し、ブロックを取り込んでいる不均質な部分もある。
中 古 生 代	先 ジ ュ ラ 紀	捕 獲 岩				片麻状花崗岩
						結晶片岩（黒雲母片岩・石英片岩）
中 古 生 代	先 ジ ュ ラ 紀	捕 獲 岩				晶質石灰岩
						変塩基性岩～超塩基性岩
中 古 生 代	先 ジ ュ ラ 紀	捕 獲 岩				片麻岩
						スカルン

表 4.1 B 斜面周辺の地質層序表（北陸地方建設局,1999 に加筆）

そのほか、結晶片岩、変塩基性岩も大小の捕獲岩として点在し、石灰岩(晶質石灰岩)も確認される。また、石灰岩と閃緑岩との接触部ではざくろ石、緑レン石などのスカルン鉱物(接触交代鉱物)を伴う部分もある。

これらの各地層の分布形状は、全体にほぼN—S方向(河床縦断方向)を示しており、アプライトの貫入方向および断層節理系の方向もほぼこれと調和している。

岩盤状況は、河床のEL.205mからEL.210m付近までは地表に堅硬なCH級岩盤が分布しており、これ以高でも一般に地山より15～20m程度の深さに地表面に沿ってCM～CH級の堅岩が分布している。節理面沿いの褐色酸化は斜面全体で観察され、地山地表より10～20m深度まで全体に岩盤が緩んでおり、開口節理が存在する。また、標高230～270m付近では断層沿いに深度25～30m付近まで節理面の酸化が著しく、断層沿いに深部まで風化が及んでいる。

2)節理系

B斜面に分布する節理は急傾斜の受け盤のものが卓越している。

調査横坑では多数の断層の存在が確認されるがこのうち連続性の良好な断層の分布について、断面図(図4.6)及び水平断面図(図4.7)に示すとおりである。

ここで、岩相の風化区分は表4.2に示す基準に従い表現されている。

表4.2 風化区分基準(北陸地方建設局,1999)

風化区分	風化の状態
α ゾーン (弱風化帯～新鮮岩)	岩芯は未風化。また、亀裂面も酸化がほとんどないか、わずかに淡褐色をおびる程度である。
β ゾーン (中風化帯)	岩芯は未風化であるが、風化が亀裂面沿いに進み、褐色化されている。
γ ゾーン (強風化帯)	岩芯まで風化が及び褐色化を呈する。また、亀裂面は赤褐色に強く酸化されている。
マサ状強風化帯	岩芯まで強く風化され、マサ状～礫混り土砂状を呈し、軟質化している。

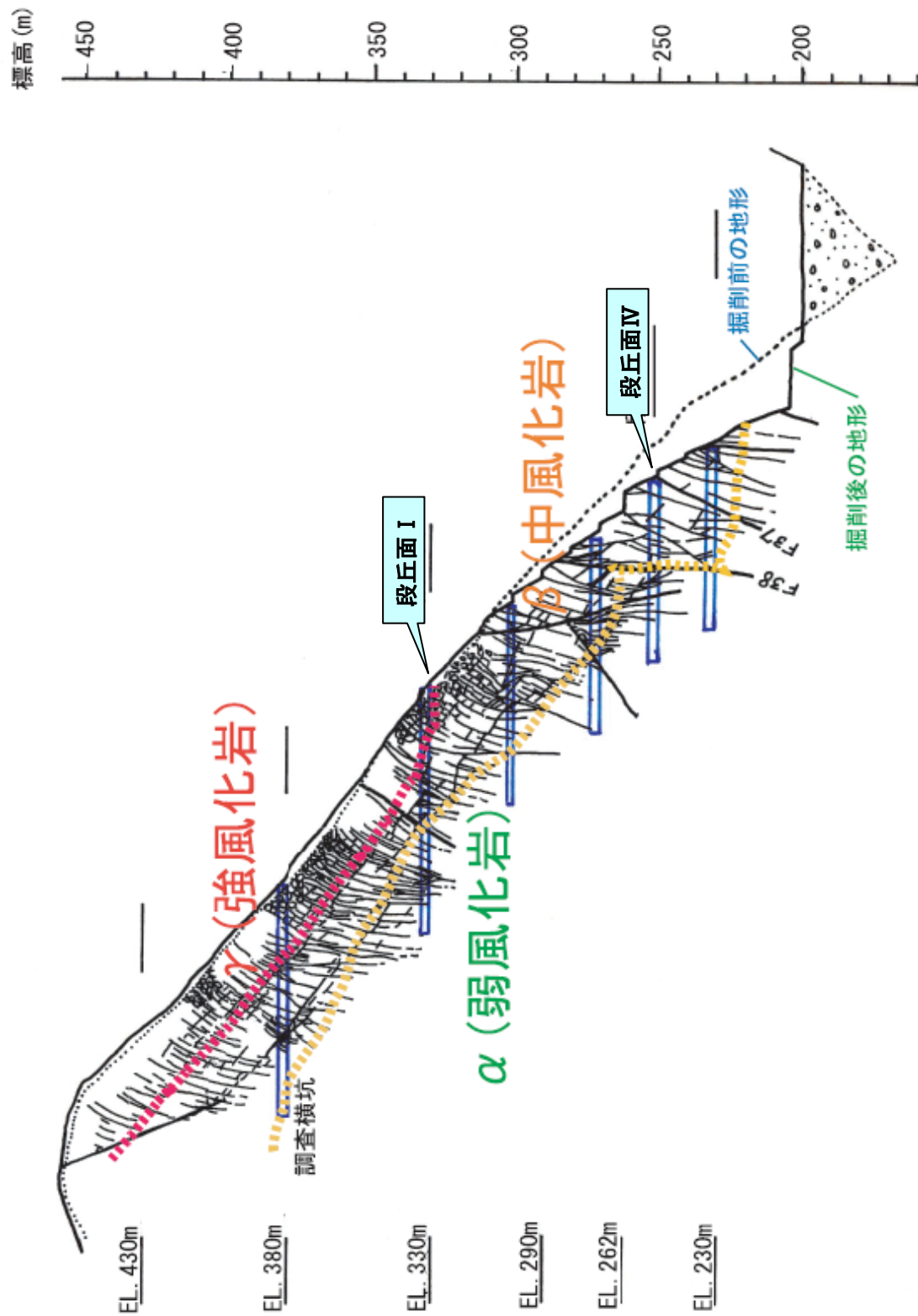


図 4.6 B 斜面代表断面図

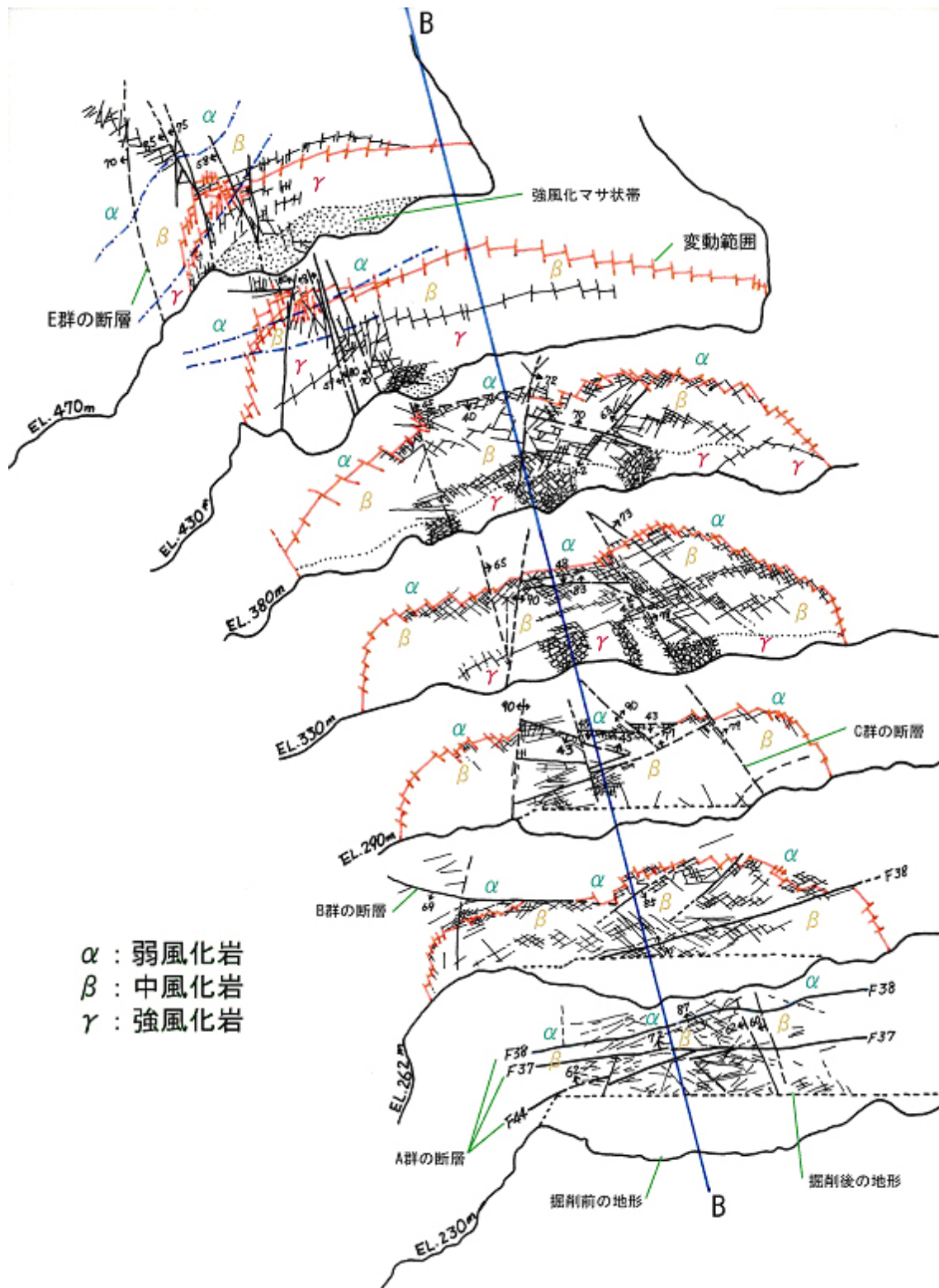


図 4.7 B 斜面水平断面図

図4.8はこれらのステレオネットで、本斜面で観察された断層群は構造上A～Eの5群に区分される。

A群 ほぼ南北方向NSの走向を有し、 $60\sim 80^{\circ}$ 西に傾斜した高角度の受け盤となる連続性に富み最も卓越した断層群である。A群で代表的な断層は以下のとおりである。

F-37断層は、ほぼNSの走向で $60\sim 70^{\circ}$ 西に傾斜し、斜面に対し高角度の受け盤をなす。幅数cmの白色～灰色の粘土をともない周囲の劣化幅は $15\sim 20\text{cm}$ である。

F-38断層は、全体に波打っているが、NS～N 10° Wの走向で $70\sim 80^{\circ}$ 西に傾斜し、全体的には斜面に対し受け盤をなす。上流への延長部ではF37断層に収束する。明瞭な破碎面や断層粘土を伴うことなく褐色酸化の顕著な亀裂密集部として出現するEL.250mや270mでは、亀裂の開口による緩みを伴うことが多くEL.230mでもわずかながら前面に緩みゾーンが認められる。

F-44断層は、N $5\sim 25^{\circ}$ Wの走向で $65\sim 85^{\circ}$ 西に傾斜し、斜面に対し受け盤をなす。幅数cm粘土を伴い劣化幅は20cm前後である。F-37断層に吸収される。

B群 N $20\text{E}\sim\text{N}20\text{W}$ 前後の走向を有し $30\sim 50^{\circ}$ 東傾斜の低角度流れ盤断層群で、本断層群は更に主として上流側に分布するNS～N 20W の走向を示す断層群と下流側に分布するNS～N 20E の断層群に区分される。いずれも分布範囲は広いが他の断層によって切断されている。

EL.230m～330mの上流側に位置する横坑には流れ盤断層が出現する。いずれもNS～N 10° W前後の走向を有し $30\sim 50^{\circ}$ 川側へ傾斜する。淡褐色～褐色粘土を伴い破碎幅は $10\sim 20\text{cm}$ で下位標高部では周辺岩盤のブロック化(緩み)を伴い、上位標高部では断層近傍の風化(褐色酸化)が著しい。

C群 斜面横断方向の断層群である。C群はN $70\sim 80\text{E}$, $60\sim 70\text{S}$ の高角度上流傾斜で、構造にややばらつきはあるものの河川横断方向の断層で、傾斜はいずれも 70° 以上の高角度の傾斜で、C群もA群同様連続性に富んでいる。FE-4断層は法面上流端の河床部で確認され、明瞭な沢地形をなしている。

D群 斜面横断方向の断層群である。D群は、北東—南西方向の走向を有し $60\sim 80^{\circ}$ 西傾斜(下流傾斜)である。本群は高角度上流傾斜である。左岸法面付近に発達する断層系ではもともと連続性に富む。

E群 N $65\text{W}70\sim 85\text{W}$ の構造で最上流部付近に位置する。

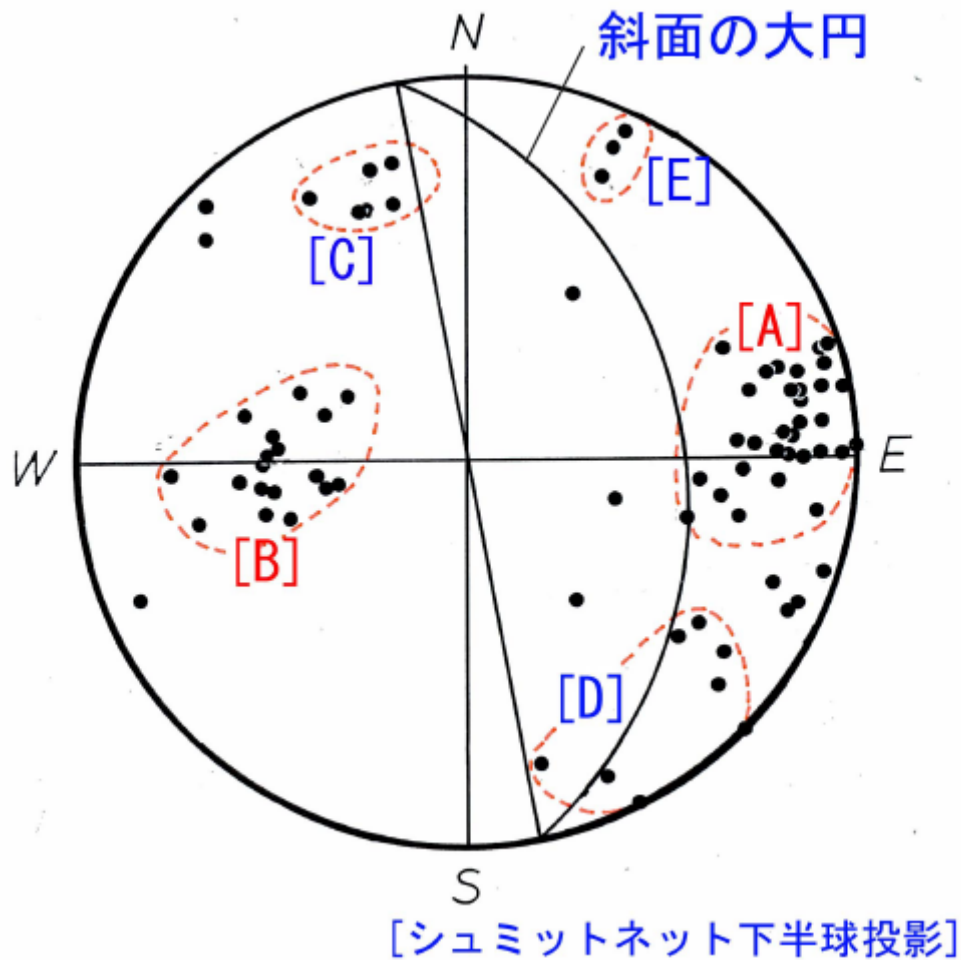


図4.8 断層の系統区分(北陸地方建設局,1999に加筆)

3) 断層の3次元分布

B斜面は上流端のFE-4, 下流端のFE-5に挟まれている。また, EL.270mより下位標高部では主としてNS系の高角差し目系断層群Aが, 上位標高部ではEW系断層群C,Dが発達する。EL.270mより下位標高部ではNS系断層群Aの内F-37とF-38が並走し本斜面上流部で合流する。また, F-37の傾斜がF38よりやや緩いため両断層に挟まれた区域はくさび状にブロック化されている。

FE-4とFE-5を除くEW系断層はいずれもF-38に切られ下位標高部の表層には達することはない。

(3) 地形

B斜面は, 黒部川扇状地の扇央である愛本から上流約7.5kmの黒部川中流域に位置する。B斜面付近は標高700～1400mの急峻な山地となっており, 左右両岸は傾斜

30～55° の大規模なV字谷である。河床は幅約40mと狭く、河床勾配は1/100と急流である。B斜面は、黒部川の攻撃斜面で、斜面全体としては浅い凹状の急傾斜面である。

1) 段丘面

愛本からB斜面上流の柳河原までの間には、I面からIV面の4段の段丘地形が分布する(図4.9, 図4.10)。

I 面:EL.350m

II 面:EL.320m

III 面:EL.290m

IV 面:EL.250m

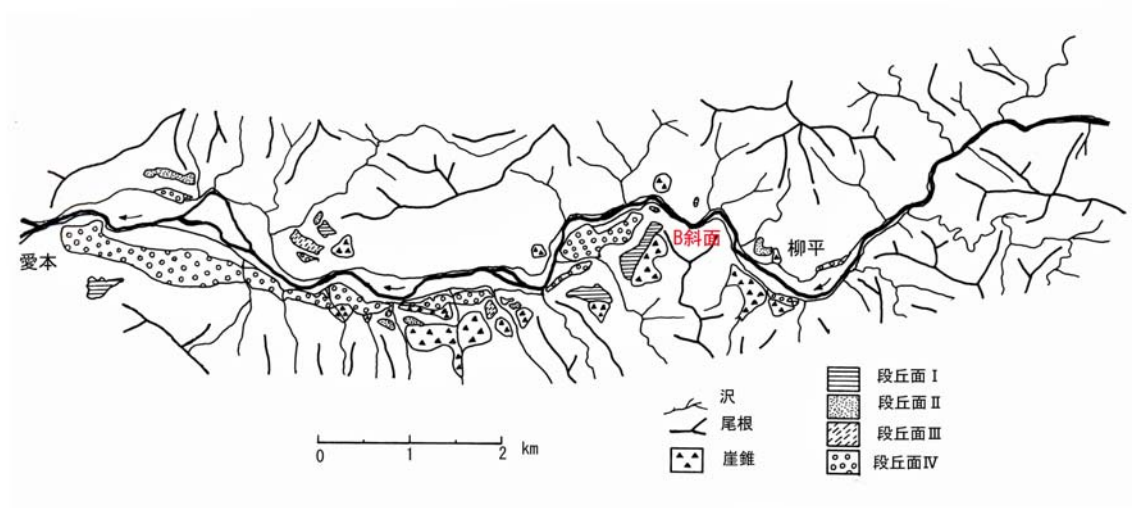


図 4.9 段丘面分布平面図(北陸地方建設局,1999 を修正)

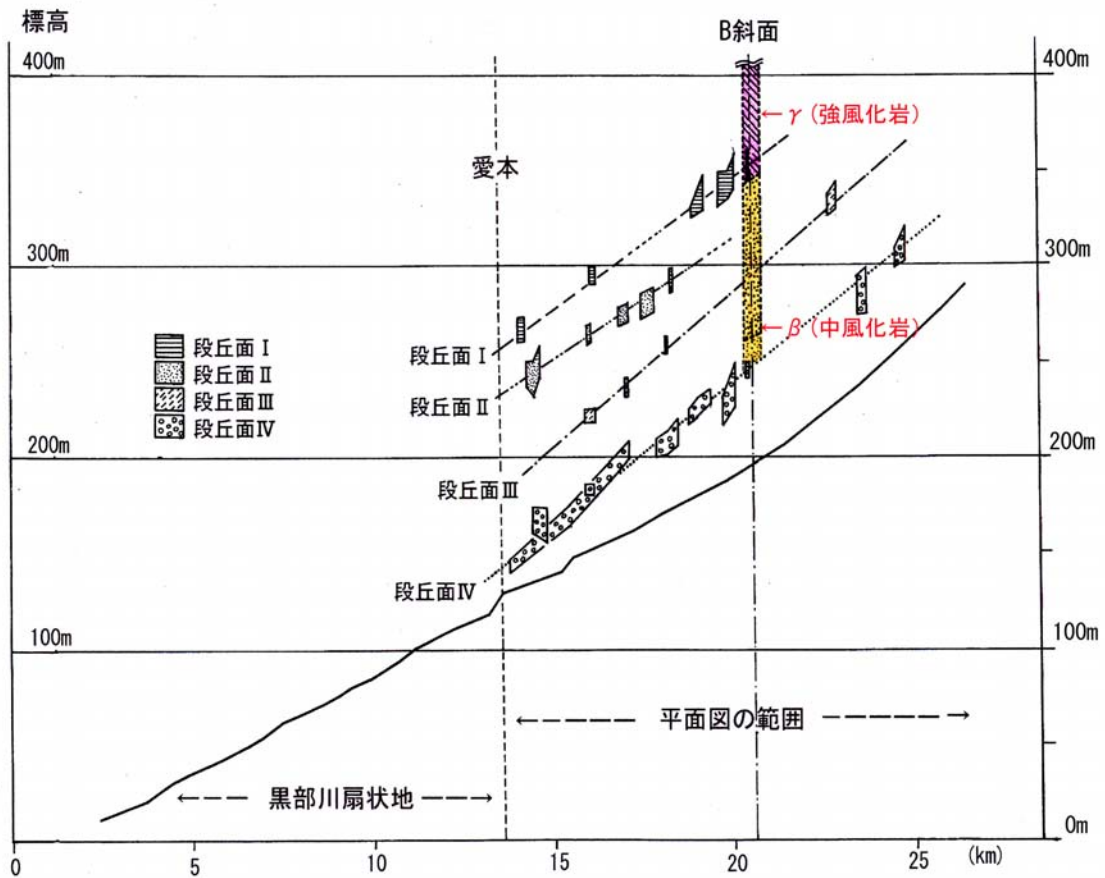


図 4.10 段丘面分布河床縦断図(北陸地方建設局,1999 に加筆)

- ・段丘面Ⅰ :全域に広く分布する段丘面で、4段の段丘面の内、連続性が最も良い。段丘面の上下流方向の幅は100～150mで、河床からの比高差120～150m付近に明瞭な平坦面を形成している。段丘面Ⅰに対応するB斜面での標高はEL.340～370mに相当する。段丘面は10～15° 前後川側に傾斜する。
- ・段丘面Ⅱ :主としてB斜面の下流域に分布する。段丘面の幅は50m程度で小規模である。河床からの比高は100～120mで、段丘面は、開折もしくは崖錐により埋積されやや不明瞭である。
- ・段丘面Ⅲ :尾根状地形の末端部に分布している。段丘面の幅は50～100m程度と小規模である。河床からの比高は60～90mで、段丘面は、ほぼ水平もしくは緩やかに(5° 前後)川側へ傾斜する。
- ・段丘面Ⅳ :B斜面の下流域では左岸側に広く分布する。段丘面の幅は100m～500mと広い。河床からの比高は15～50mで、下流に向かって比高差が小さくなる傾向にある。段丘面は、ほぼ水平である。

B斜面付近ではこれらのうち最高位のⅠ面(河床との比高:150m)とⅣ面(同比高50m)が

顕著である。

2) 微地形分布と地形発達過程(図4.11)

B斜面は蛇行する黒部川の左岸側の攻撃斜面にあたるため、やや凹状で急勾配の斜面が連続して分布し、この急斜面の肩は河道にほぼ平行した明瞭な遷急線として識別される。この遷急線は下流方向へ標高を減じながら、段丘面 I (EL.350m)を経て段丘面IVの段丘崖まで連続する。この遷急線の背後の西側には傾斜 30° 程度のなだらかな山腹が広がるのと対照的に、河川に面した本斜面域内では平均 45° , 部分的には 50° 程度の急傾斜面が広く分布し、局部的には $60^{\circ} \sim 70^{\circ}$ の急崖または絶壁も認められる。この遷急線は黒部川の河川侵食に起因する侵食フロントである。

標高450mの遷急線から急斜面下方の標高350mまでの上位標高部には多数の崩壊跡地(旧滑落崖・抜け跡)が集中して分布している。標高350~330mはやや緩傾斜となるが、標高330m以下の斜面下部は沢状の急崖と小尾根状が混在し、概ね岩盤が露出している。

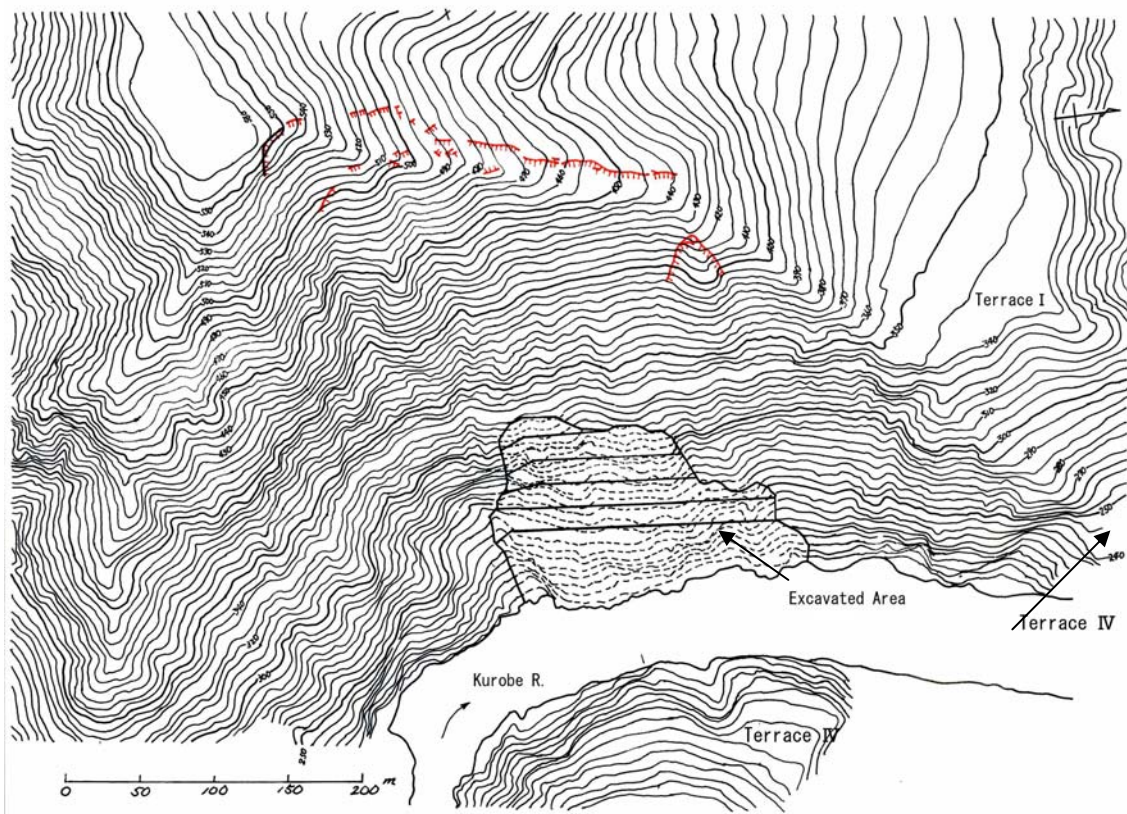


図 4.11 B 斜面平面図

以上のことから、B斜面付近の地形発達過程は次のように推定される。

- ①黒部川の下方侵食の開始
- ②EL.350mまではほぼ同一速度で下方侵食：氷期の侵食
- ③段丘面Ⅰの形成(堆砂量>侵食量, 下方侵食の停止):約15～10万年前の間氷期の下末吉面に相当する段丘面と推定される。
- ④下方侵食の再開(段丘面Ⅱ, Ⅲを形成する小休止期を挟み山地は隆起):氷期の侵食
- ⑤段丘面Ⅳの形成(堆砂量>侵食量):約26,000年前の間氷期の堆積
- ⑥EL.165mの埋没河床まで下方侵食:氷期の侵食による河床低下(2万年前のウルム氷期)
- ⑦現河床EL.205mまで河床砂礫の埋積(堆砂量>侵食量):1万年以降の完新世の堆積

(4) 掘削前の風化・緩みの状況—斜面発達史

1) 風化区分

B斜面では急傾斜の受け盤の節理が発達し、下方侵食で急峻な地形(平均斜度 45° ～ 50°)が形成されているため、岩体が川側へトップリングすることにより節理沿いの開口が進行し、比較的深部まで風化を受けている。これらの風化は、節理や断層破碎帯沿いの酸化や劣化として現われている。節理面の酸化は主に褐色を呈する酸化鉄からなり、ここで空気や水の流通があることを示す。地下水位より上部の岩体の酸化の程度は、開口度の拡大や透水性の増大など岩盤の緩みの進行と密接に関わることから、調査ボーリングや調査横坑について表4.2の基準に従って、風化区分を行なった。

表4.2 風化区分基準(北陸地方建設局,1999)

風化区分	風化の状態
α ゾーン (弱風化帯～新鮮岩)	岩芯は未風化。また、亀裂面も酸化がほとんどないか、わずかに淡褐色をおびる程度である。
β ゾーン (中風化帯)	岩芯は未風化であるが、風化が亀裂面沿いに進み、褐色化されている。
γ ゾーン (強風化帯)	岩芯まで風化が及び褐色化を呈する。また、亀裂面は赤褐色に強く酸化されている。
マサ状強風化帯	岩芯まで強く風化され、マサ状～礫混り土砂状を呈し、軟質化している。

2) 段丘面分布と風化区分の分布の関連

段丘面分布と風化区分の分布は以下のように関連している。

i) B斜面は全般に急峻で斜面内部で傾斜の変化も少ないが、風化区分からみると大きく2つの風化程度の変換点が認められる。図4.6に示すように、強風化帯(γ ゾーン)はEL.330m～340m以上の高位標高部のみで分布し、中風化帯(β ゾーン)はEL.250m～260m以上に分布している。一方、EL.250m～260m以下では受け盤の断層沿いには風化が進行しているが、斜面に平行な風化は進んでいない。

EL.330m～340mは段丘面Ⅰに、EL.250m～260mは段丘面Ⅳに相当する標高である。したがって、以上の段丘面を挟んだ風化分布の違いは、各段丘が形成された時期に河床侵食の長期間の停滞があり、この間に風化が地表に平行に進行したことにより、生じたものと推定される。

ii) EL.330mより上部斜面の強風化帯(γ ゾーン)は、岩相や岩種に関係なく厚さ20m～30mで地表にほぼ平行に分布している。これは、弾性波速度値の1.5～1.7km/sec以下層の分布にほぼ一致している。

また、 γ ゾーンでは縦亀裂沿いに褐色の流入粘土を挟在しており、古い時代の表層部のクリープにより緩みが進行していたと推定される。 γ ゾーンの分布の下限はほぼ段丘面ⅠのEL.330m付近であり、最大40～50mの層厚で分布している。

iii) EL.430～520mにかけての高標高の尾根沿いには図4.12に示すように、強風化マサ状帯が分布する。

EL.430m, EL.470m, EL.520mの調査横坑では、岩芯まで強く風化され褐色劣化が著しくマサ状～レキ混じり土砂状となり、亀裂沿いには褐色の流入粘土を挟むことが確認された。ただし、岩組織が残っている部分や亀裂沿いに木根が侵入している部分もあり、崖錐土砂とは区別できる。特に有色鉱物を多く含む閃緑岩や変ハンレイ岩部で選択的に劣化が進行している。緑泥石や黒雲母などが粘土化し、亀裂面沿いに滑石化した部分が観察される。また、長石も褐色化し全体に軟質な岩盤となっている。強風化マサ状帯の弾性波速度値は0.8km/secであり、8～15m程度の深度まで達している。

iv) 中風化帯 β ゾーンは、厚さ30～40mで地表勾配にほぼ平行に下部斜面まで分布している。 β — α ゾーン境界は、クラッキーゾーン、掘削に伴い変状した範囲の下限深度とほぼ一致する。

段丘面ⅠのEL.330mより下部の斜面では強風化 γ ゾーンはなくなり、中～弱風化帯(α ～ β ゾーン)となる。ここで弱風化帯～新鮮岩(α ゾーン)と中風化帯(β ゾーン)との境界は、弾性波速度値では明瞭でなく3.2km/sec層中に存在している。しかし、この境界はボーリングコア観察によるクラッキーゾーンやボアホール観察による開口亀

裂などの分布の下限とほぼ一致し、地下水位線よりも上部にある。中風化帯(β ゾーン)の下限は段丘面IVのほぼEL.260m付近で、これ以下では α ゾーンのみとなる。 β ゾーンは地山勾配にほぼ平行に30～40m層厚で分布している。

なお、段丘面IV以下の標高でも γ ゾーンが見られるが、これは、EL.260m～215m上流側斜面の片麻状花崗岩の分布とほぼ一致し、岩相、岩種の違いにより風化が進行したものである。片麻状花崗岩は全体に熱水変質を被った結果風化が進行し、岩芯まで赤褐色化し褐色～淡褐色粘土を挟在している。

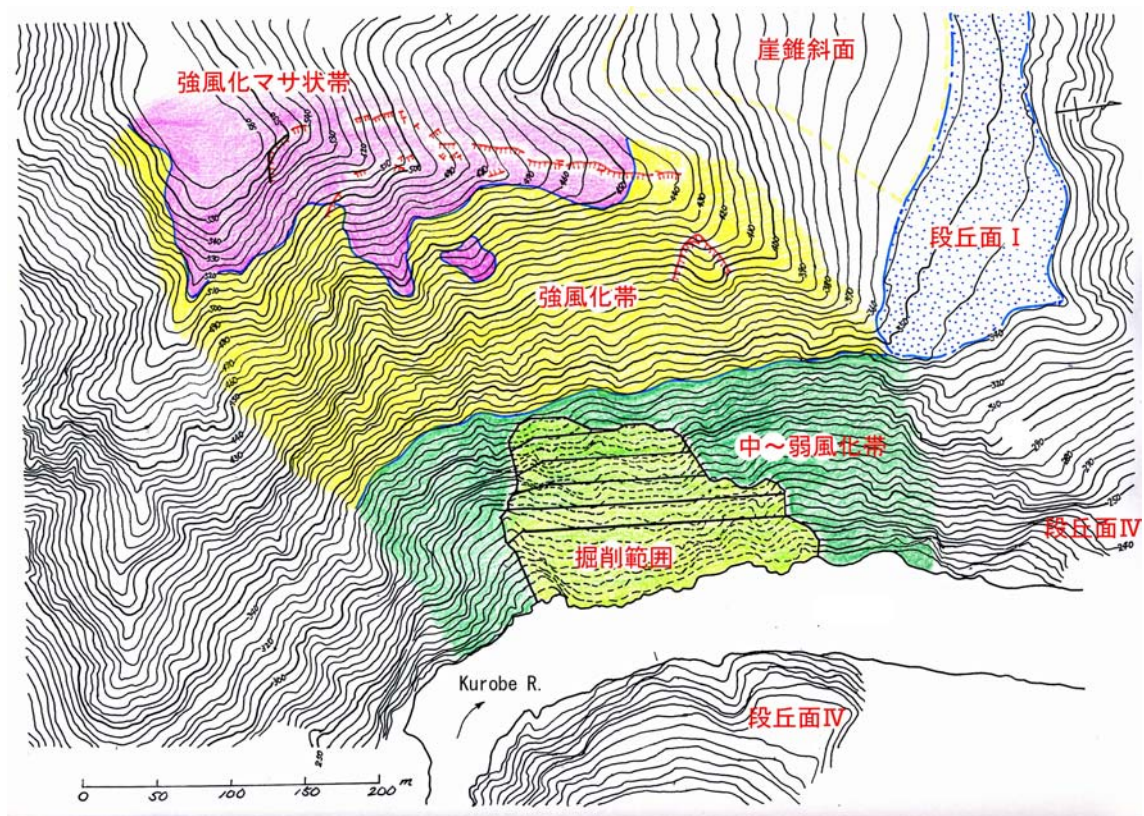


図 4.12 B 斜面表層風化区分図

4.2.4 木曽川上流域の段丘面と風化帯・ゆるみ域の分布の関連

長野県の木曽川上流域には、約5万年前ウルム氷期に形成された武蔵野面に相当する高位段丘面が現河床から+55m にあり、これより上位標高部の斜面内部には風化・緩みゾーンが厚く分布している。

木曽川上流域の斜面の地質は、砂岩優勢の砂岩粘板岩の互層から構成され、山側傾斜の受け盤の構造で、たわみ性トップリングを発生しやすい。

高位段丘面以下の比較的新鮮な岩盤では層理面が山側傾斜 80° の受け盤斜面（斜面傾斜 31° 程度）となっているが、高位段丘面以上の緩んだ岩盤では同じく山側に $25\sim 30^{\circ}$ 程度とゆるく傾斜する受け盤（斜面傾斜 27° 程度）である（図 4.13）。この差の約 50° は（高位）段丘面形成以前からの重力変形に起因したたわみ性のトップリングによるものと推定される（図 4.14）。

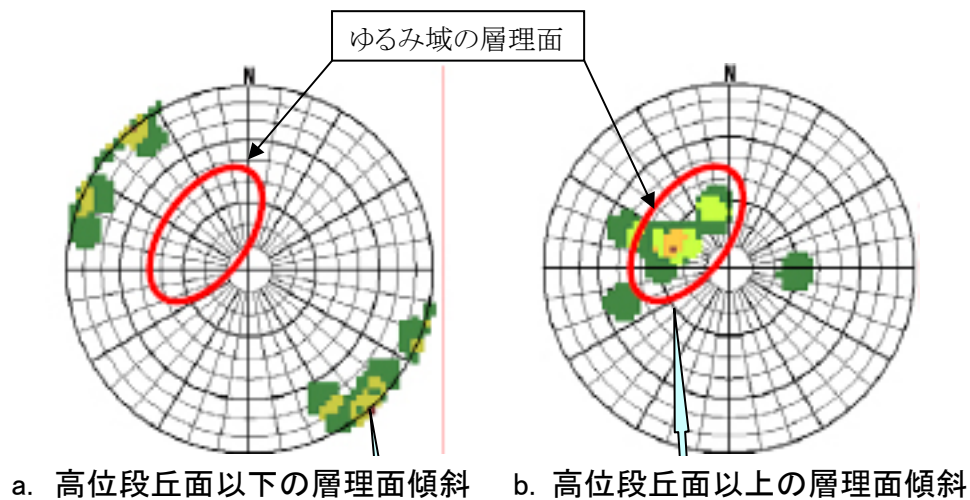


図 4.13 木曽川上流域における層理面のシュミットネット〔下半球投影〕

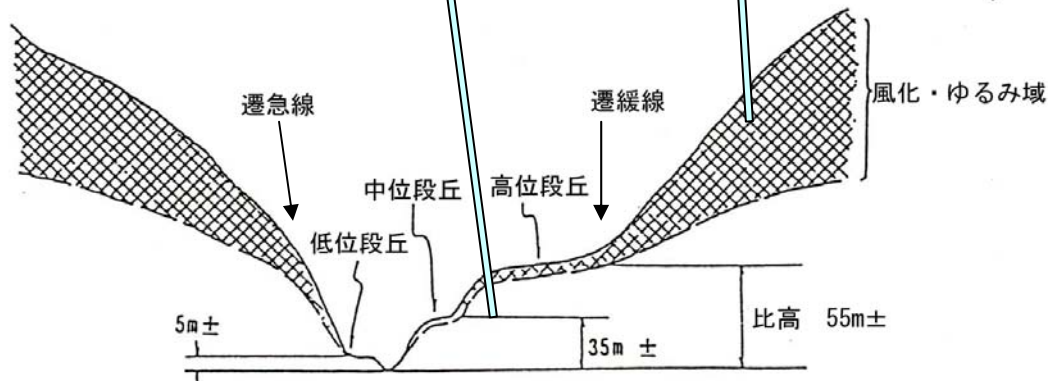


図 4.14 木曽川上流域の段丘面と風化・ゆるみ域の分布模式図

4.3 岩盤斜面の侵食や掘削に伴う風化やゆるみの進行

段丘形成や河川侵食等に伴い風化、ゆるみがどのようなプロセスで形成されるかについて、岩盤斜面の掘削に伴う風化やゆるみの進行に関する既往研究を参考に考察した。

切土のり面における風化やゆるみは、概ね図 4.15 に示す3段階に区分される(多賀ほか,1991)。

- ① 自然状態における風化・ゆるみ;切土前から地質学的年代を経て受けている風化作用と重力性のゆるみ。
- ② 掘削直後のゆるみ;のり面施工時の重機や発破の影響、掘削後比較的早期に終了する応力解放(残留応力の解放を含む)に伴うリバウンド、クリープや吸水膨張に伴うスレーキング、急激な河川等の侵食や地震等を受けたときにも、これらに相当する短期間のゆるみが生ずる。
- ③ 掘削後長期にわたる風化(劣化)・ゆるみ;のり面施工後、長期間にわたる乾燥・湿潤や凍結・融解の繰り返しによる強度劣化および進行性破壊。

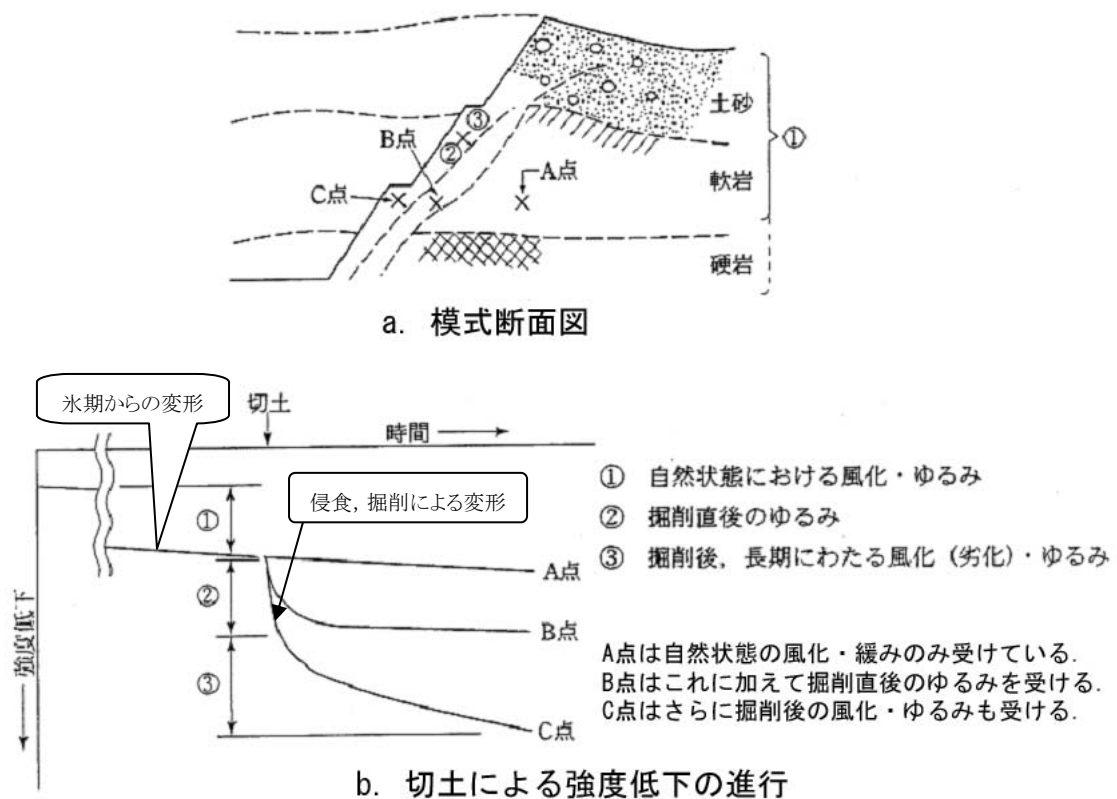


図 4.15 ゆるみ劣化の概念図(多賀ほか, 1991 に加筆)

4.3.1 自然状態における風化・ゆるみ

図 4.15 の①自然状態における風化やゆるみは、自然状態の岩盤斜面が長期にわたって受ける加熱・冷却あるいは乾燥・湿潤の繰り返しによる物理的風化、河川や海岸部分での侵食や山体の隆起に伴う重力性のクリープを原因とした岩盤斜面の持続的な変形、溶解・酸化・還元・炭酸化・水和・加水分解等の化学的風化による地山強度の低下等により進行し、時間の経過とともに徐々に安定度を低下している。氷期を通じた長期間にわたる岩盤斜面の変形やゆるみは、この段階の強度低下によると考えられる。

自然状態における風化、ゆるみの機構は本研究の主題のひとつであり、4.4 項で詳述した。

4.3.2 急激な河川侵食に対応する掘削直後のゆるみ

図 4.15 の②掘削直後のゆるみは、岩盤斜面の掘削の直後に一時的に応力解放と吸水膨張が進行することにより生じるもので、斜面の不安定化につながる場合がある。これは急激な河川侵食が生じた場合の岩盤斜面のゆるみに対応する事象と考えられる。

なお、後述の 5.2.4 項の A 斜面および 5.2.5 項の B 斜面の例は、いずれも斜面下部における掘削直後のゆるみを原因として、これに引き続いて深い深度からの変形が生じたものである。

1) 応力開放；

掘削直後のゆるみは除荷によるものであり、その変形モードは岩種、構造(流れ盤、受け盤、斜面での地質分布状況)、地下水等の状況によりたとえば以下のように異なった変形を生ずる。

- i) 花崗岩や砂岩等の塊状岩盤では、地表部の掘削による除荷に伴い、シーティングとして剥離性に富む水平あるいは緩傾斜、または掘削面に平行に近い分離面が生じやすい。
- ii) 硬質の受け盤状を呈する流紋岩やチャートからなる斜面を掘削すると、リバウンドを起こし上方への変位が生ずることがある(鷹取・田中・大前, 1993)。
- iii) 斜面上方に一部マサ状を呈するような風化の進んだ花崗岩、下方に硬質だが受け盤状の節理が発達した花崗岩が分布するような不均質な斜面の下部を掘削すると、上部ですべり、下部で受働的な斜面先のトップリングを起こし、下方や水平方向への変位が生ずることがある(図 4.16, 5.2.5 項 B 斜面の例)。

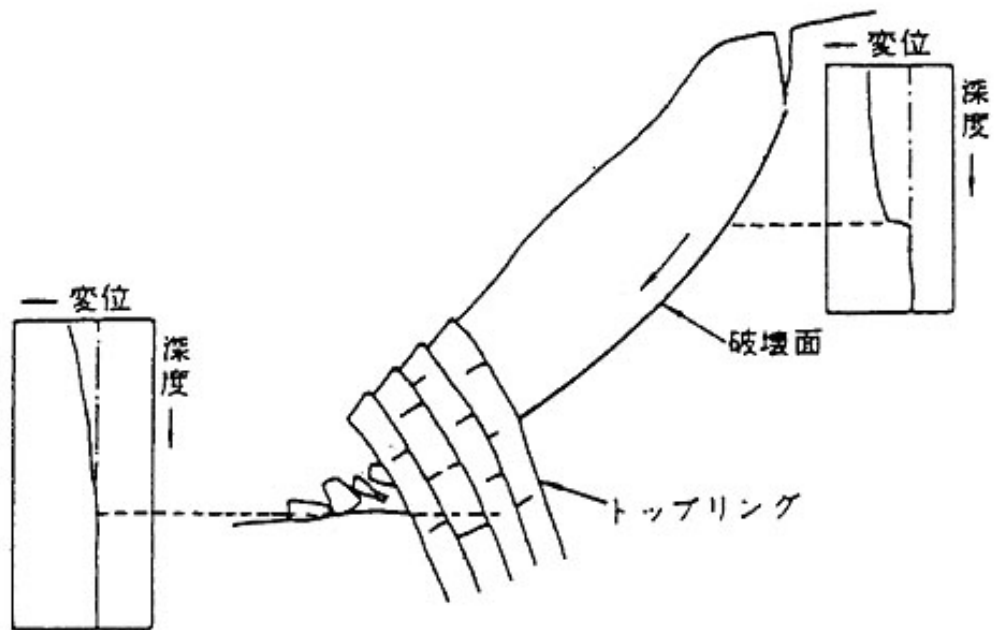


図 4.16 すべりとトップリングの組み合わせ(中村・小俣ほか, 1996)

iv) 異方性の強い岩種や地質構造が分布する場合で、上方に受け盤のブロック状の硬岩、下方に破碎を受けた受け盤の軟岩が分布するような斜面で、軟質な下部を掘削すると、下部でのり面方向へのクリープ変形、上部で下方への変位を起こすことがある(図 4.17, 5.2.4 項 A 斜面の例)。

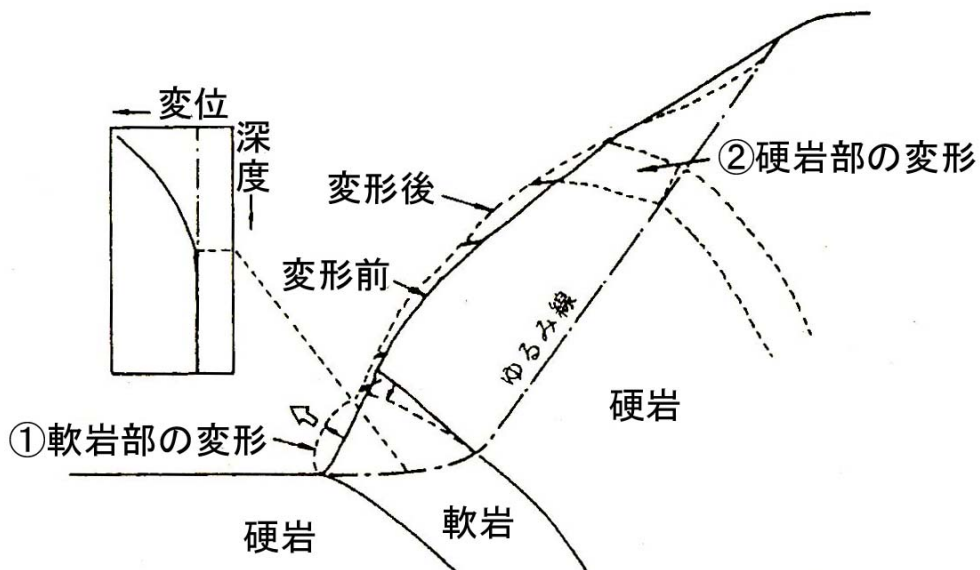


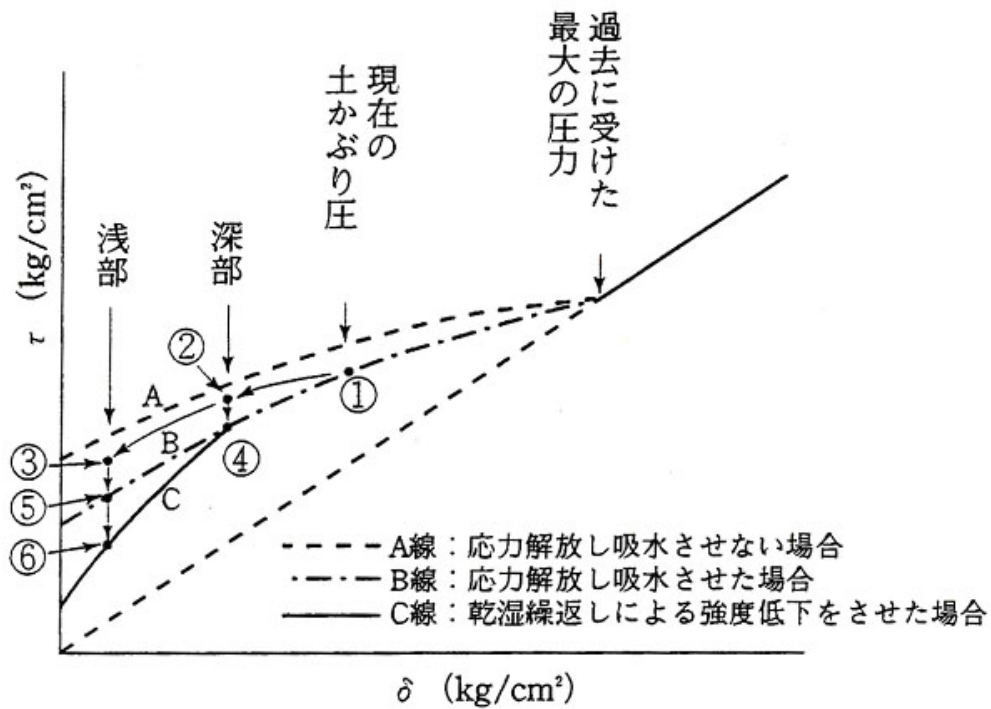
図 4.17 軟質部の絞り出しに伴う上部斜面の変形(中村・小俣ほか, 1996)

これらの事例のうち、リバウンド変位は急激であるものの比較的短期間(2 ヶ月程度)に収束する傾向がある(北原ほか, 1980)。一方、すべりやクリープ性の水平方向の変位は地質状態により異なるが、緩慢ではあるものの長期に渡って継続することがある。特に頁岩や泥岩等の軟岩は大きな規模で変形を生じることがある。なお、水平方向の変位が大きく進行した場合には、ある特定の深度でのすべり変位に移行する可能性も考えられる。これらの掘削直後の変位は必ずしも斜面の不安定化に直結するものではないが、掘削後の岩盤斜面はリバウンドやクリープの進行によって、時間の経過とともに進行性の破壊を生ずることがある。

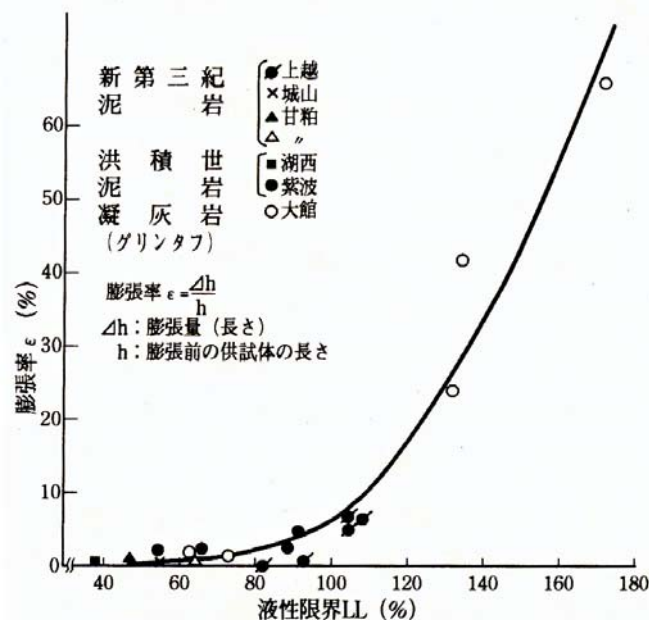
2) 吸水膨張;

第三紀層泥岩、非熔結凝灰岩、蛇紋岩、熱水変質した岩(温泉余土、変朽安山岩等)などの中には、切土後、極端に固結度が低下するものがある。これは切土によって応力が開放され吸水膨張すること、および切土後の乾燥湿潤や凍結融解の繰り返し作用を受けて風化が進行することに原因があると考えられる。

この強度低下は、図 4.18 で示されるように、のり面の浅部と深部ではその度合いが異なっている(地盤工学会, 1976)。すなわち掘削前には同図の①の状態にあったものが、掘削直後には深部では②、浅部では③の位置まで応力が解放されるが、掘削直後なので十分吸水していないためそれほど強度低下していない。その後、時間経過とともに土被り荷重(応力)に応じた吸水膨張が起こり、深部では④、浅部では⑤の位置まで強度低下する。さらに浅部では、その後の乾燥湿潤や凍結融解の繰り返し作用を受けて、強度が⑥の位置にまで低下する。



吸水膨張特性を調べる試験, すなわち乱さない試料を水浸させ膨張量を測定する自然吸水膨張試験では, 膨張率と液性限界とは良い相関がある(図 4.19).



乾燥湿潤の繰り返しによって細粒化するいわゆるスレーキング現象では、切土による応力解放後、吸水膨張によって極度に固結度が低下(強度低下)し、切土後10～200日の間に崩壊するものがある。このスレーキング現象は多くの泥岩に共通した性質で、特に沖縄地方に分布する島尻泥岩層を初めとする新第三紀鮮新世の砂岩、泥岩等のいわゆる軟岩では、スレーキングが著しく、掘削後、表層部1～2cmでは、初期強度が時間経過とともに低下し、6～8時間後にはその20%、16時間後にはその40%が失われ、砂岩層では一年間で最大70cm厚さまで、強度低下をきたすものがある(宮川,1998)。

スレーキングにともなう吸水膨張の程度は、乾燥湿潤繰り返し試験における吸水後の含水比の増加量で比較されるが、同じ泥岩であっても吸水膨張を拘束する度合いによってスレーキングの程度が異なる。図4.20はその例として、高さの異なる(2.5cmと10.0cm)供試体(直径5.0cm)をモールド(内径5.2cm)に入れて、風乾と水浸を繰り返した場合の水浸後の含水比を示している(新城ほか,1983)。

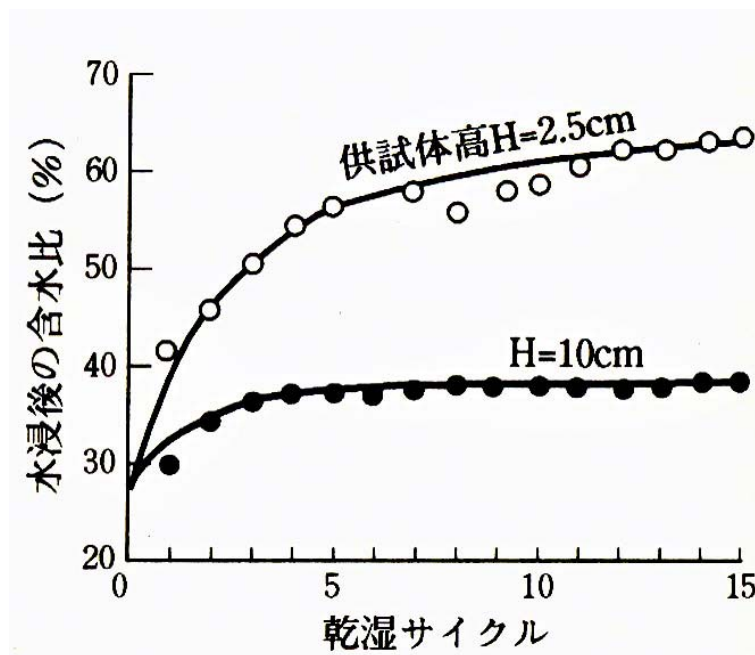


図 4.20 スレーキング特性 (新城ほか,1983)

このとき、供試体に吸水膨張の拘束力として作用するモールドの壁面摩擦力と自重による押さえ荷重は供試体の高さによって異なるが、高さ2.5cmより同10.0cmの方が壁面摩擦力や自重が大きいいため吸水後の含水比は小さく、細粒化が比較的進行していない。このようにわずかの拘束条件の差によりスレーキングが著しく異なるということは、わずかの押さえ荷重であってもこれを加えることによって、表層部の細粒化をある程度抑制できることを示唆している。なお、島尻泥岩では切土後このようなスレーキングだけでなく、褐色の潜在クラックや小断層などの不連続面に

沿いブロック状に分離した状態ののり面が転石状に滑落したり、層理面が流れ盤になり板状あるいはブロック状に滑落する等、応力解放による崩壊もよく発生している(新城ほか,1983)。

4.3.3 のり面掘削や急激な侵食後の長期的な風化(劣化)・ゆるみ

図 4.15 の③掘削後、長期にわたる風化(劣化)・ゆるみは、切土のり面建設後や急激な河川侵食を受けた後の変形に続いて、長期間が経過することに応じて生じる事象である。

岩盤斜面の長期にわたる風化の原因としては、a. 乾燥湿潤の繰り返し、b. 凍結融解の繰り返し、c. 地下水(湧水)や浸透水による一部の成分の溶脱、細粒部分の流失、d. 吸水膨張等がある。特に、降雨時に湧水が見られ、平常時は乾燥するような場合、乾燥湿潤の繰り返しの影響を特に強く受け、岩が脆弱化しやすい。このような風化の進行により、地山の密度の減少、弾性波速度の低下等の変化が継続していくもので、自然斜面での侵食の場合にも、地山内部で経年的な強度低下が生じていることが理解される。

表層の軟化帯の風化の速度に関しては、液性限界と乾燥湿潤の繰り返し試験が有力な判断材料となる。強制湿潤・強制乾燥を繰り返し行い、その劣化、土砂化の状態を吸水量で表示する乾燥湿潤の繰り返し試験では、回数を増せばもちろん吸水量は増えるが、同時に粘着力 c の値も急激に低下する。ただし、内部摩擦角 ϕ は殆ど変化しない(図 4.21)。

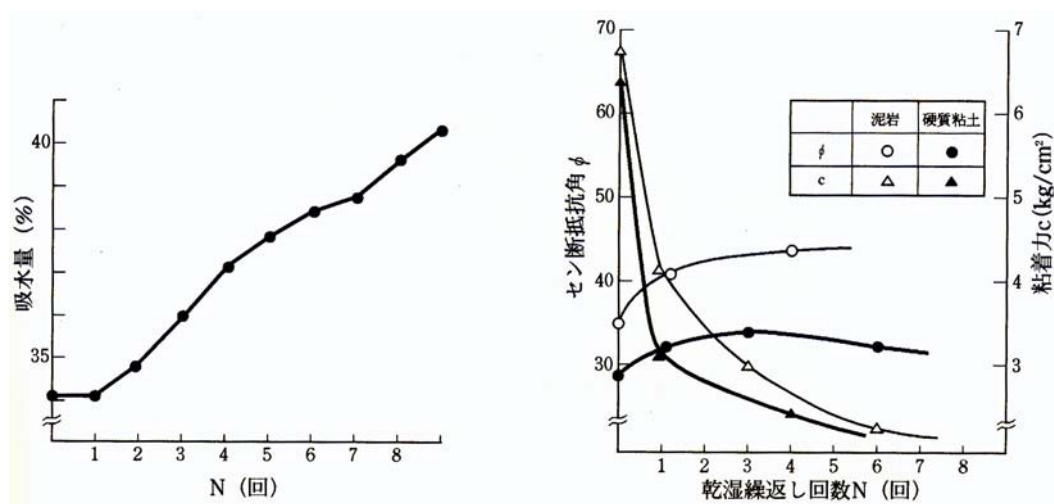


図 4.21 乾湿繰り返しによるせん断強さの変化 (奥園,1978)

また、風化の進行度合いは、弾性波探査から得られる風化帯走時で評価できる。掘削後の風化に伴う風化帯走時の変化は、地質的に新第三紀層、火成岩等に増加の著しいものがあり、古生層、変成岩(片岩, 片麻岩)では比較的増加が少ない。

切土のり面がどの程度風化したらのり面が崩壊するのかについて、多賀ほか(1991)は多くの道路のり面を対象として約20年にわたって、風化帯走時の増加とのり面の変状との関係について考察している。ここではこれを基にして、風化とのり面の安定について述べる。

図 4.22 はのり面完成直後の風化帯走時 t_0 とその後の増加勾配 Δt とのり面変状程度との関係を示したものである。なお、 Δt は風化帯走時増加率で、次式より求められる。

$$\Delta t = (t_n - t_0) / n \quad (4.1)$$

ただし、 t_n : 切土直後の風化帯走時(第1回, 第2回測定結果より推定)

t_0 : 切土から n 年後に測定した風化帯走時

図中の●印は測定直後の崩壊したか、測定中に崩壊が進行しているもの、△はその前兆が現れ始めているものである。この図より、 t_0 と Δt とはかなりのばらつきが見られるが、概ね図中の点線によって崩壊の可能性のある領域とほぼ安定している領域とに区分できるとしている。また、のり勾配を考慮した斜面の安定については、式(4.2)のような安定度 F を提案している。

$$F = v / d \sin \theta \quad (4.2)$$

ここで、 F : のり面安定度

d : 風化帯の厚さ

θ : のり勾配

v : 風化帯の弾性波速度

この安定度は、風化ゾーンがのり面に平行に存在し、また風化帯の弾性波速度が風化帯のせん断強さに比例すると仮定している。

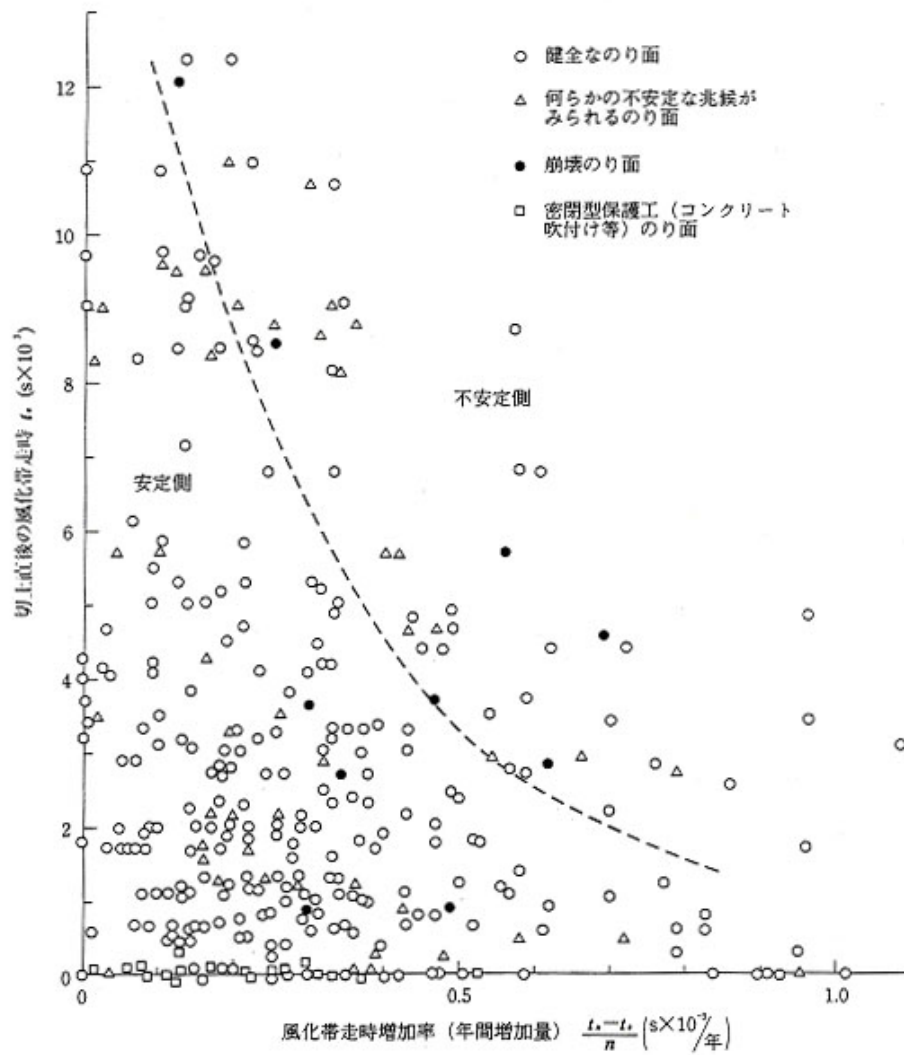


図 4.22 切土直後風化帯走時・風化帯走時増加率とのり面の安定性の実績
(多賀ほか, 1991)

図 4.23 は、道路のり面を主体に安定度Fの経年変化を示したものである。この図より、安定度Fの値によって、崩壊するか否かを判断することは、崩壊実績に限度があることから明確には言えないが、図中に示した破線以下になると、崩壊のり面、あるいは何らかの不安定兆候が見られるのり面が多く分布していることから、安定度Fの値が破線以下となると注意する必要があるとしている。

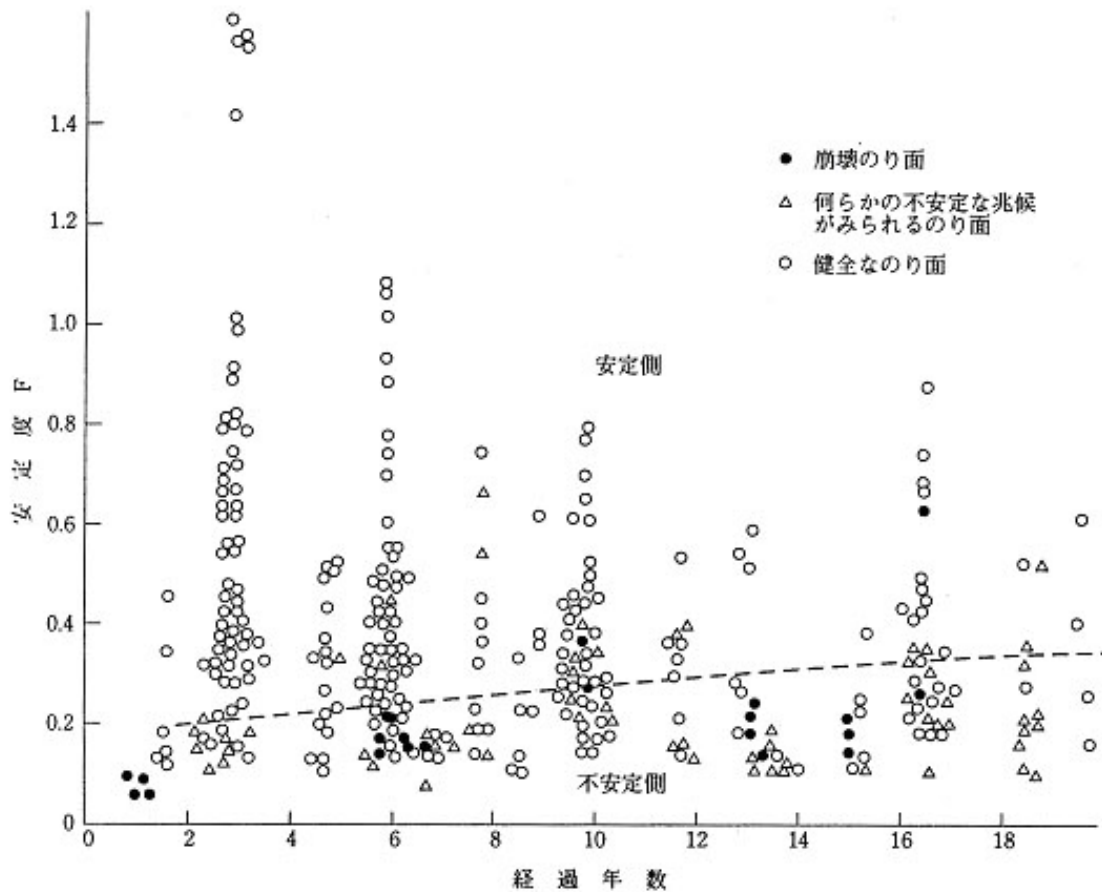


図 4.23 安定度の経時変化とのり面の安定性の実績（多賀ほか,1991）

4.4 段丘面の形成と岩盤斜面におけるゆるみ、風化の進行

段丘形成に関連して風化、ゆるみがどのようなプロセスで形成されるかについて、前項では岩盤斜面の掘削に伴うゆるみの進行を参考に考察した。ただし、自然斜面の侵食が掘削と大きく異なる点は長い時間の経過を伴うことである。

段丘の主たる形成時期である第四紀更新世後期には、数段の段丘面の形成に際して、氷期に物理的風化、間氷期に化学的風化をうけるなど、長期にわたって繰り返してゆるみや風化が進行していたと推定される。また、段丘面の形成には河川の下流侵食が停止し、比較的長期間、側方侵食が行われることが必要である。したがって、河川の上下流域に連続して広域に分布するような段丘面が形成された時期は、河床が長期に安定していたことが予想されることから、現在、段丘面の上方に位置する斜面では、下方に位置する斜面よりゆるみや風化が進行していたものと考えられる。

4.4.1 段丘と地形発達、斜面内部の風化の進行

過去の氷期に海水準が低下（海退）することで河川の下流から中流部では下方侵食を受け河床低下し、河床近くの斜面が急勾配となる。この応力集中箇所に強度が低い岩、変形性の大きな岩や構造があると山体が物理的風化を受けゆるむ。これが現在見られる岩盤斜面での変形の素因と考えられる。その後の間氷期には高い海水準となり、下流から中流部の河床は扇状地や河床で礫が堆積し段丘が形成される。段丘形成期には、温暖化に伴い長期にわたって降水や融雪で供給された地下水により、斜面内部では化学的風化を受け、強度低下したことが推定される。さらに、その後の氷期に海水準が低下することに伴う海退で、河川が下方侵食を受け河床低下することで、山体がさらに物理的風化を受け緩み、変形が増大すると考えられる。

このように段丘面以高の斜面内部では、長い氷期に凍結融解に伴い不連続面での開口や物理的風化を受け、さらに間氷期には温暖な気候や降水量が多くなることから化学的風化を受けることで強度低下が進み、また、風化部では斜面の重力変形も進行していることが推定される。

一方、段丘面以下の斜面は風化があまり進んでいない岩盤から構成されるものの、下方侵食による河床低下に伴う急斜面でのゆるみとして、斜面に平行なシーティングジョイントの存在が推定される。

なお、全国的に分布する更新世中～後期の広域の段丘面としては、多摩面（約 50 万年前）、下末吉面（約 13 万年前）、ウルム氷期以降の武蔵野面（約 5 万年前）、立川面（約 2 万年前）などがよく知られている。

4.4.2 氷期における寒冷地での岩盤斜面の物理的風化

(1) 氷期における岩盤斜面の物理的風化作用

寒冷地のり面での崩壊を参考に、氷期の凍結融解に伴う物理的風化の機構について考察した。

積雪や凍結の見られる寒冷地の岩盤斜面・のり面では、初冬や融雪期には多量の地下浸透水の発生により、また厳冬期には岩盤斜面・のり面表面の氷結による排水性の低下による斜面内部の水圧上昇、節理の中に生じた氷くさびあるいは岩盤内の温度応力の発生によって、破壊が生じている例が多い。

融雪期には、多量の地下浸透水による間隙水圧の発生や、凍結していた表層部が融解し強度低下することにより、岩盤斜面・のり面では表層崩壊、岩盤すべり、落石等が生じやすい。

また、厳冬期には、露岩している斜面が雪で被覆されていないと、岩盤が異常な低温や気温変化にさらされ、凍結作用が働く。凍結とは、岩体中の間隙水や岩盤斜面内の亀裂部に充填された地下水が氷結することをいい、岩盤斜面の表面を 0°C 以下に連続して冷却すると、まず斜面の表面が凍結し、時間の経過とともに凍結は未凍結部へ向かって進行する。

間隙率の大きい岩が飽和したり含水比が大きい場合や、亀裂中に地下水がある場合などは凍結しやすい。亀裂中で氷結があるとその膨張圧で亀裂が伸展したり、また岩体表面の凍結により地下水の排出が妨げられると背後に水圧が働き、岩盤の破壊が生じる。

一方、根岸ほか(1993)によれば、含水比が小さい場合でも寒冷地では年間を通じた岩体の熱変形が大きいと、斜面に平行な柱状節理のような微小亀裂が存在すると、柱状岩体の表面と深部の温度差による熱変形が生じ、応力腐食で亀裂先端の開口伸展が緩慢に進行し、破壊につながることもある。

さらに、冬期を通じ気温が 0°C を挟んで上下すると、岩盤の凍結融解が起こり、風化が促進され次第に強度低下をきたし、崩壊につながることもある。

氷期の高緯度地域においては、以上の寒冷地の冬季における気象環境に近似した環境にあったことが推定され、

(2) 凍結・融解の岩石強度への影響

1) 凍結のみを被る場合の岩石強度への影響

亀裂のない岩石が、 0°C 以下の低温で凍結し続けた場合には、岩石の強度は自然状態よりむしろ向上する。低温下での岩石の特性調査(新・北野, 1987)によれば、岩石の低温状態における力学特性は含水条件により異なるが、図 4.24a,b に示すように、その強度は岩種によらず低温化にしたがい増加傾向にあり、とくに含水飽和状態

では強度(一軸圧縮強度, 引張り圧裂強度)の大幅な増加が見られる. なかでも間隙率の大きい凝灰岩や砂岩では含水飽和状態で, -10°C では常温の 2~4 倍の強度となっている.

したがって, 氷期において凍結のみを受けた岩体では, 強度低下は生じていないことが予想される.

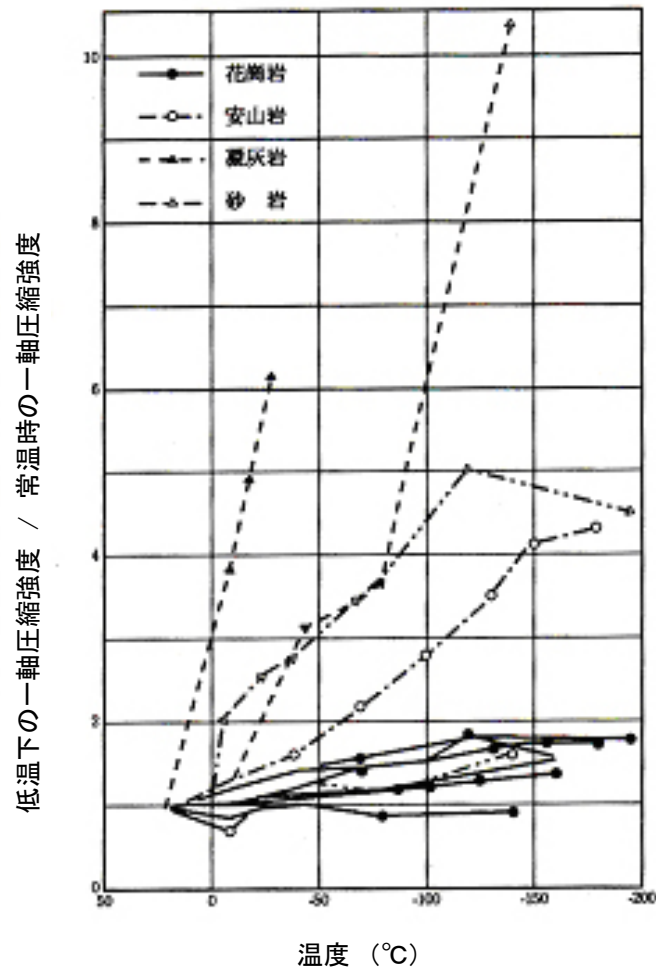


図 4.24 a 一軸圧縮強度の増加率と温度の関係(含水飽和状態)
(新・北野, 1987)

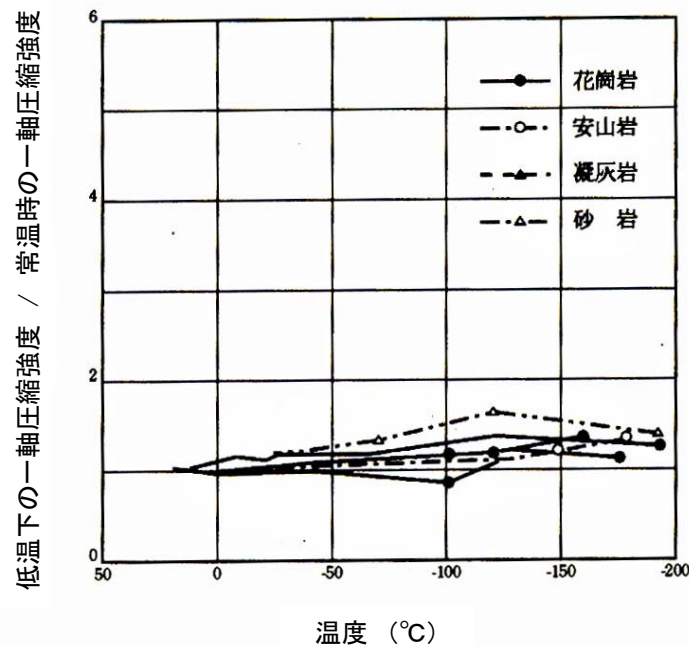


図 4.24 b 一軸圧縮強度の増加率と温度の関係(乾燥状態)
(新・北野, 1987)

2) 凍結・融解の繰り返しによる岩石強度への影響

凍結融解試験は、所定の温度範囲で凍結融解を繰り返して、それに伴う岩石の力学特性の変化を調べるもので、以下は -30°C または -45°C までの範囲で $0.2\sim 0.4^{\circ}\text{C}/\text{min}$ の比較的ゆっくりした降温・昇温速度で、凍結融解を繰り返した結果である(新・北野, 1987)。

亀裂のない岩石の風化に関し凍結融解試験を実施すると、岩石の強度は低下する。特に花崗岩や安山岩よりも、間隙率の大きい凝灰岩のような岩石では30回以下の少数回の繰り返しによって破壊する場合が多い。

図 4.25a は含水飽和状態において凍結融解を繰り返した場合の、一軸圧縮強度と繰り返し回数の関係を示したものである。間隙率が小さく、一軸圧縮強度が大きい花崗岩や安山岩では、50 回以下の繰り返しによる強度の低下は小さいが、これ以上の多数回の繰り返しを行った場合には、繰り返し回数が増加するのに伴い、徐々に強度が低下する。一方、間隙率が大きく一軸圧縮強度が小さい凝灰岩等では 30 回以下の少数回の凍結融解の繰り返しで破壊してしまうことが多く、スレーキングを起こしやすい空隙の多い軟岩が、これに相当するものと考えられる。

図 4.25b は、乾燥状態において花崗岩の凍結融解試験を行った結果であるが、含水飽和状態と同様に、多数回の繰り返しにより、徐々に一軸圧縮強度が低下する傾向が見られる。

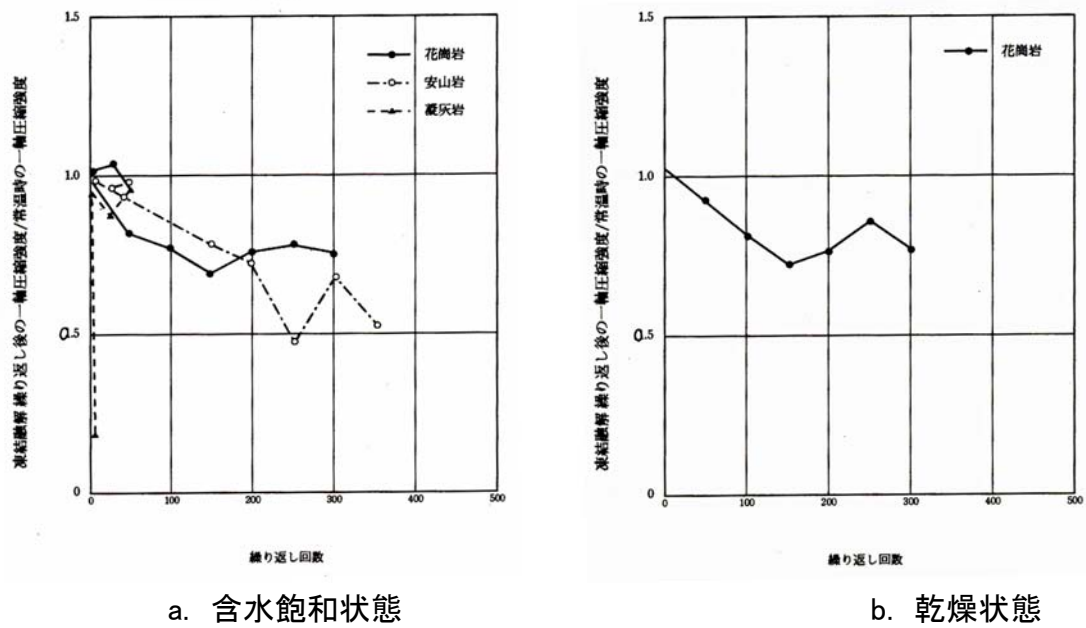


図 4.25 凍結融解の繰り返しによる一軸圧縮強度の変化 (新・北野, 1987)

図 4.26a,b は凍結融解を繰り返した場合の、圧裂引張強度と繰り返し回数との関係を示したものである。含水飽和状態においても乾燥状態においても、一軸圧縮強度と全く同様な傾向が見られる。

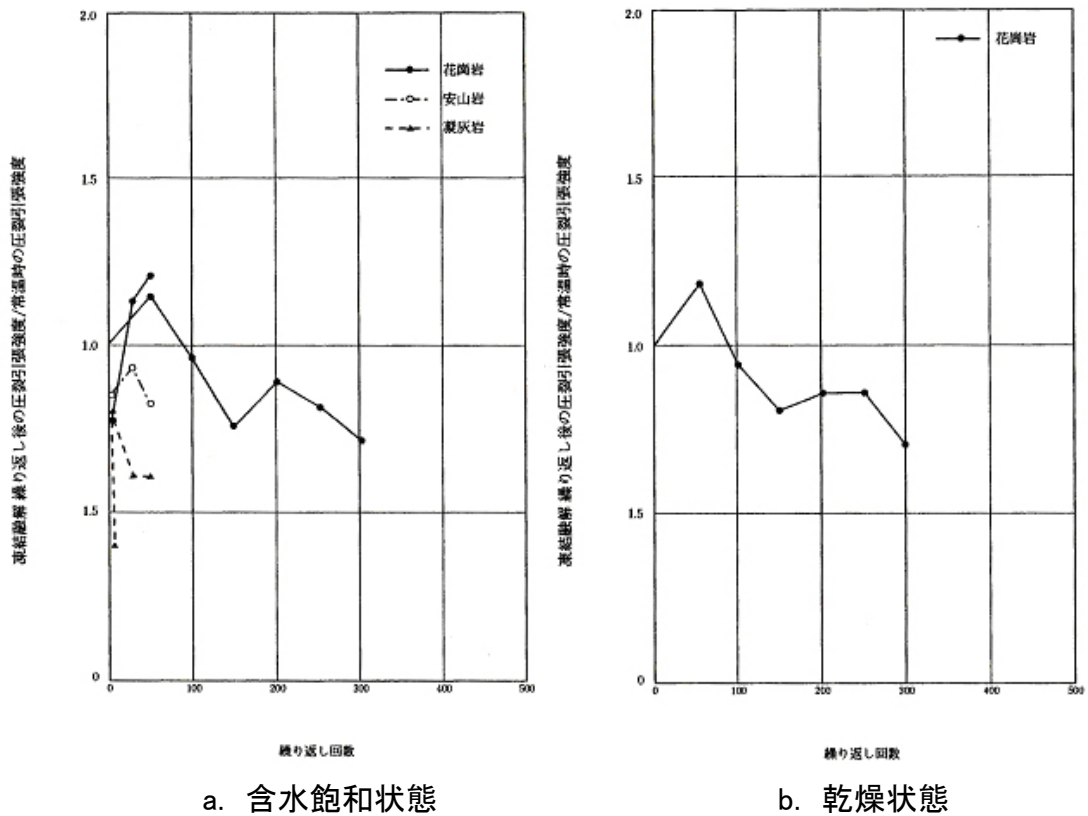


図 4.26 凍結融解の繰り返しによる圧裂引張り強度の変化 (新・北野, 1987)

また、図 4.27、図 4.28 に、わが国の海岸線沿いに広く分布する第三紀中新世の水冷火砕岩(旧定義の角れき凝灰岩)についての福田ほか(1996)による飽和状態での凍結融解試験結果を示す。これらは一定の凍結融解サイクル毎の岩石の空隙率(有効空隙率 Porosity)と損失率(Residual weight ratio)の測定結果である。ここで損失率とは、初期の岩石の重量で凍結融解サイクル(Freeze-Thaw Cycles)後の重量を割ったものである。凍結融解の1サイクルは、+10~-10℃/24 時間とし、5 サイクル毎に重量等の測定を行っている。

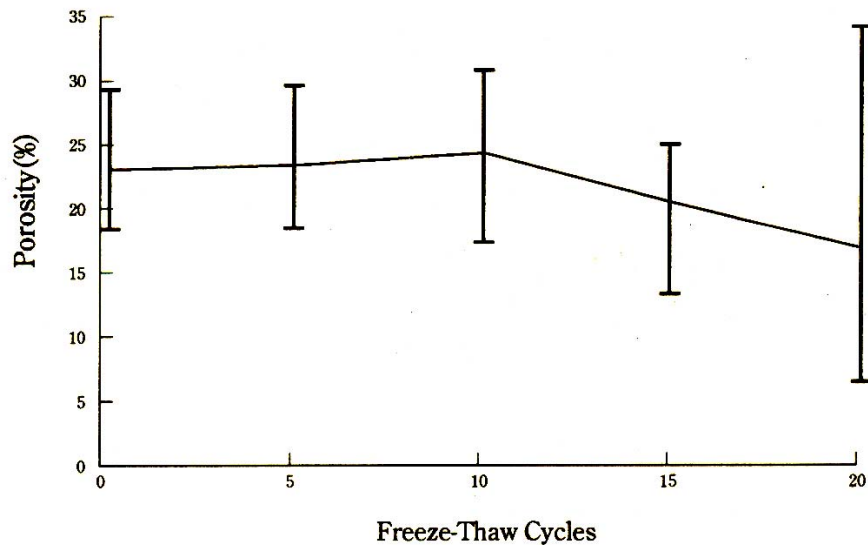


図 4.27 凍結—融解による試験岩石試料の有効間隙率の変化
(豊浜付近水冷破碎岩: 福田・播磨屋・原田, 1996)

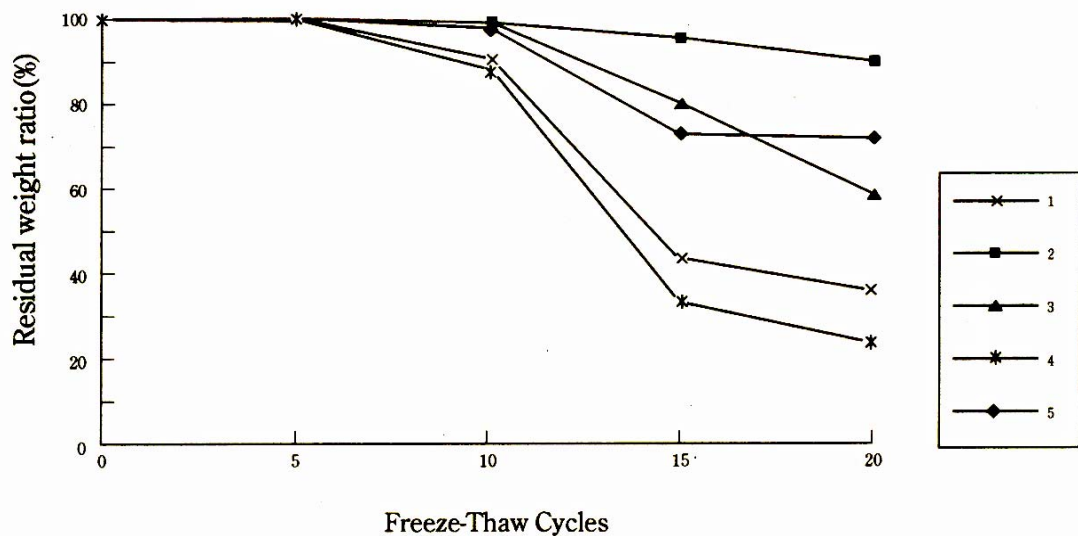


図 4.28 凍結—融解による損失率の変化(2,5:角礫質, 1,3,4:凝灰質)
(福田・播磨屋・原田, 1996)

この結果によれば、少なくとも 10 サイクル以上では、角礫質では変化が少ないが、凝灰質では重量の急激な減少と、有効間隙率の変化が認められ、破碎の抵抗性に差が生じてくる。このように、凍結融解の繰り返しでは、水分が十分に供給された状態の新鮮な岩石試料内で、初期サイクルで破碎に至らない微細なクラックがまず生じ、これが繰り返されることによって、それらが伸長し相互に連結して、大きなクラックとなり破碎が発生する。

凍結融解に対する抵抗性は、図 4.29 のように岩石の空隙率 Porosity と超音波伝播速度 V_p をパラメータとして表すことができ、一般に空隙率が 20% 以上、超音波伝播速度が 2.0 km/sec 以下の岩石は、凍結融解の繰り返しによって、破碎されやすい(福田ほか, 1996)。すなわち、水分が十分に供給される条件下では多孔質の凝灰岩等は非常に凍結抵抗性が低いことになる。

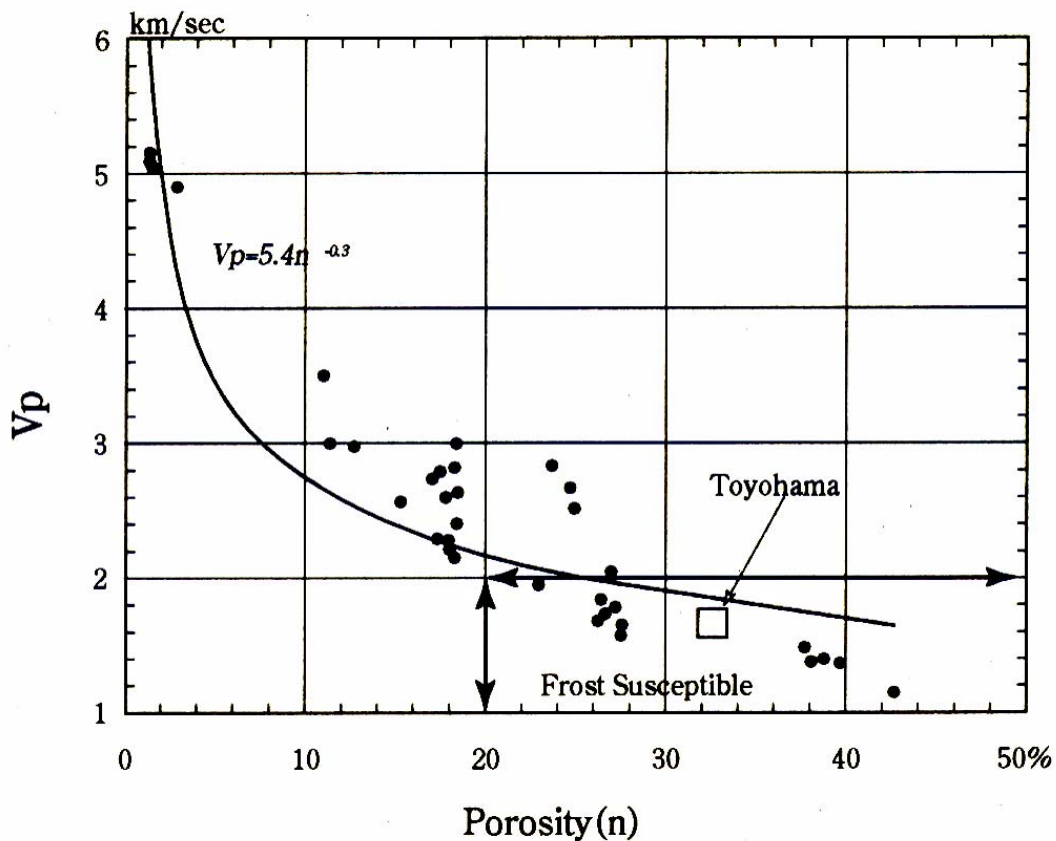


図 4.29 風化岩積の超音波速度と空隙率の関係
(福田・播磨屋・原田, 1996)

氷期に繰り返し凍結・融解作用を受けると、以上の岩石試験と同様に岩体でも強度低下したことが予想される。過去、このような気象条件にあった地域は、常に凍結していた氷河地域ではなく、これより温度の高い周氷河地域だったことが推定される。

4.4.3 周氷河地域の岩盤斜面における凍結・融解

本項では、周氷河地域における凍結・融解の状況について推定した。

自然状態の岩盤斜面に凍結・融解が及ぶ回数と深さは、以下のように考えられる(福田ほか, 1996)。季節変動では冬期に1回、岩体の最大凍結深度まで凍結・融解が及ぶ。一方、日変動では岩体内の温度変動振幅が岩盤の深さ数10cmまでに減衰してしまうので、表層部のみが凍結・融解を繰り返すことになる。

季節変動による凍結深さとして土壌の凍結深さの推定法を適用すれば、岩体表面温度の近似として気温を用いると、最大凍結深さ(D cm)は、寒候期の 0°C 以下の温度の積算値(凍結指数 Id $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$)から式 4.3 で求められる。

$$D = \alpha \cdot \sqrt{Id} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここで、 α :岩体の凍結時の熱伝導率に依存する係数で通常は 3.0~4.0 である。

凍結指数(土質工学会, 1985)は、図 4.30 に示すように日平均気温が連続して 0°C 以下となる最初の日から、それが連続してプラスになる前日までの期間にわたって、 0°C 以下の気温と時間との積を累計したもので $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ で表す。また、 0°C 以下の気温 1 ヶ月ごとの月平均気温で積算して求めることもある。凍結指数は地盤の凍結深さの算定に利用されるが、同じ場所でも年によってその値を異にするので、凍上対策を目的とするときは、過去 10 年間の絶対値の最大値、あるいは過去 30 年間の絶対値の大きなものの三つの平均値をとることなどが行われる。わが国の主な地域の凍結指数は表 4.3 の通りである。

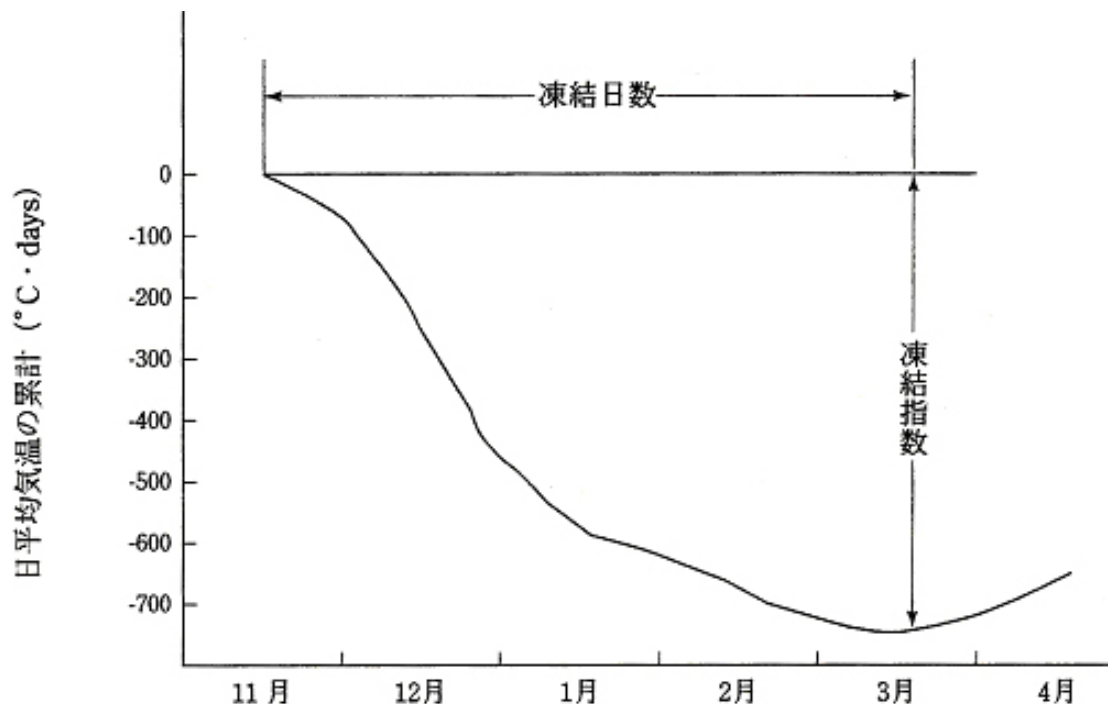


図 4.30 凍結指数 (土質工学会 1985)

地 名	凍結指数 (°C-days)	地 名	凍結指数 (°C-days)
稚 内	690	大 館	381
旭 川	867	盛 岡	213
札 幌	493	長 野	330
北 見	1,114	志 賀 高 原	776
帯 広	952	比 山	263
函 館	409	阿 蘇 山	342

注：1960年から1970年までの10年間の最大値

表 4.3 各地の凍結指数（土質工学会,1985）

凍結深さは、冷却される地表面から斜面中の 0°C の等温面までの深さをいう。岩盤斜面での凍結深さについて計測された例は少ないが、根岸ほか(1993)によれば北海道の中でも特に寒冷な地域である層雲峡(標高 700m; 年間の日平均気温は 4 月半ば～10 月がプラス, 11～4 月半ばがマイナス)でも最大 150cm, 海岸付近の古平町豊浜(年間の日平均気温は 3 月末～12 月初めがプラス, 12 月初め～3 月末がマイナス)でも 50～60cm が観測されており、比較的岩盤斜面の表層部分に限定される。

このように岩盤表面からの凍結・融解作用のみでは深い深度の岩盤崩壊が発生する可能性は低い。したがって、凍結・融解作用を原因として深い深度の岩盤崩壊が発生するには、岩体内部で緩みが先行して開口した不連続面沿いに深部まで温度の影響を受けることが必要と推定される。

根岸ほか(1993)によれば、低い気温のもとで岩体深部まで凍結していた場合には、夏期に岩盤表面温度が上昇しても、深部まで完全に融解するのが遅いため深部に凍結ゾーンが残存し、岩盤表面と内部との温度勾配が大きくなることから、岩盤内部に温度応力が発生するとされ、柱状節理のような崖面に平行な潜在亀裂を有する岩体ではこれに伴う熱変形を生じ、亀裂先端部で応力腐食割れが伸展し、斜面の破壊につながるかもしれないと考察されている。

日変動による凍結融解が起こるためには、0°C を挟んで上下に気温が変化するだけでなく、ある温度以下まで冷却され、またある温度以上まで熱せられることが必要で、

福田(1988)の凝灰岩の凍結融解の実験結果によると、 -4°C 以下まで冷却し、 $+4^{\circ}\text{C}$ 以上まで温度が上昇して融解されるような温度変動が破壊の目安とされている。

その条件となる北海道内での凍結融解の出現回数は、図 4.31 のようである。ただし岩石の温度拡散率を考慮したときは表層部で $+4^{\circ}\text{C}$ から -4°C まで温度変化を与えても温度拡散率を $0.004(\text{cm}/\text{sec})$ とすれば、 30cm 深さでは温度の変動幅は $\pm 1^{\circ}\text{C}$ 以内に減衰しているので、亀裂のない岩石内部の有効空隙が含水している場合の凍結融解の破碎作用は、表層部から数 10cm まで及ぶに過ぎない。加えて厳冬期では岩体への水分供給は限定され、融解期にのみ、積雪融解水で岩体は濡れた状態になり、凍結融解の影響を受ける。

これらを考慮すれば、たとえば含水比の高い多孔質の凝灰岩からなる岩盤斜面では、新鮮な岩石が凍結融解の繰り返し約 10 回から 30 回で強度低下を来すことから、年間の凍結融解出現回数 10 回程度の地域では 1 年から 3 年の周期で表層部の落石や小崩壊が発生する可能性が考えられる。なお、亀裂が発達している岩盤の場合は、斜面表層部だけでなく亀裂内面での破碎作用も働く。

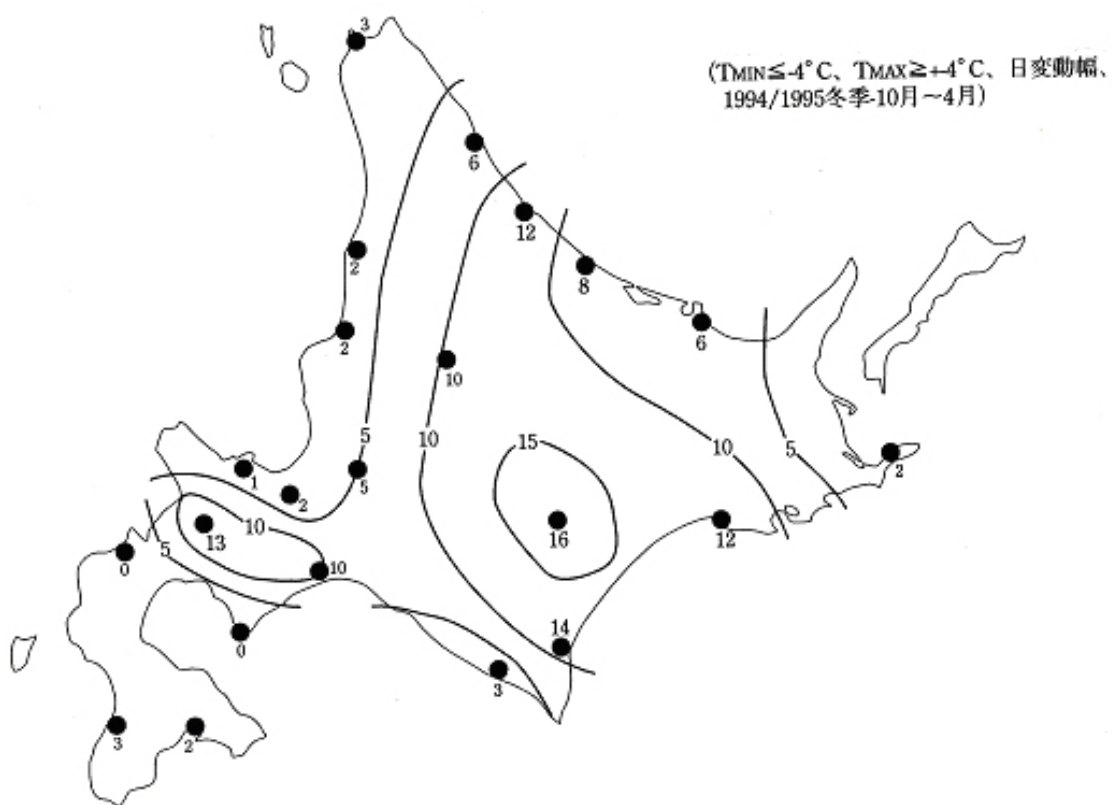


図 4.31 北海道における凍結—融解の出現頻度分布 (福田,1988)

4.4.4 凍結・融解に伴う岩盤斜面の破碎、破壊の作用

凍結は亀裂のない岩盤の場合には強度増加に働くが、岩盤斜面に亀裂が存在すると、亀裂中の水は氷結することにより体積膨張を生じ、特に封じられた空間で凍ると巨大な圧力を発生し、この圧力で亀裂延伸部の引張破壊が生ずることがある。すなわち、亀裂や節理が水で満たされていると、表層部の水が先に凍結することによって、閉じた系となってしまう、表層部から亀裂の深部に徐々に氷が発達し、氷の膨張現象のため亀裂延伸部に引張力を発揮する。

たとえば、中新世中～後期の水冷火砕岩の平均圧裂引張強度は 0.39MPa(4 kgf/cm²)、氷の凍上圧は 1 MPa (10 kgf/cm²)程度であるため、亀裂部では 0.2～0.4MPa(2～4 kgf/cm²)の凍上圧で岩の引張破壊が起こりうるといわれている(藤井,1996)。

また、岩盤表層部が氷結した場合には、排水系統を遮断する。このため、少量であっても地層境界(層理面)沿いの地下水浸透流があるような場合には、地山内部の浸透水が排出されないため斜面内部の水圧が上昇し、引張亀裂部では水平方向の水圧が、またすべり面では間隙水圧が働き斜面の破壊につながるといわれている(菊地, 1997)。

土が凍結する過程では、土中に発生した氷晶の成長により冷却面に向かって土の体積が膨張する凍上作用があるが、岩石でも泥岩、頁岩などの泥質軟岩は凍上することがあり、凍上の際には膨張圧が岩盤に働くことが予想される。

凍結融解による破碎作用は亀裂の少ない岩盤では岩体深部まで及びにくい、垂直に切り立った岩盤斜面には、規模を問わなければ、一般に崖面に平行にゆりみ性の亀裂が存在している。その亀裂の最上部の開口部の幅や、岩体に切り込んだ亀裂深さの規模によっては含水状態となって、岩体表面だけでなく亀裂の内面でも凍結融解が作用し、その繰返しによって、亀裂内面でも破碎作用は進みやすく、岩体全体を脆弱化する可能性もある。解結融解が岩盤崩壊の原因となったものは、その確認が困難なことから事例としては少ないが、冬季における崩壊例や積雪寒冷地域において一般に春先の融雪期に落石・小崩壊が多いのはこのような原因と考えられる。なお、積雪期と凍結期には落石や崩壊が減少する傾向がみられるが、これは雪の層がブランケットとなり、降水ののり面への浸透を防ぎ、そして氷点下の気温が斜面の自由水の影響を減少させるためと考えられる。

4.4.5 間氷期における岩盤斜面の風化に及ぼす地下水の影響

(1) 岩盤斜面の安定性に及ぼす地下水の影響

冷涼かつ少雨の氷期から温暖で多雨の間氷期に移行すると、降水量の増加に伴い地下水も増加するだけでなくその挙動も活発化し、岩盤斜面の安定性に地下水の影響が大きく及んでいるものと考えられる。

岩盤斜面の安定に関しては、気温の日較差・年較差、降雨、降雪、凍結融解、地震などの条件が単独もしくは複合して作用するが、なかでも亀裂(節理)沿いの地下水の存在は影響の大きい要因のひとつである。

地下水は岩盤斜面の安定性に関して、水圧の増大、含水比の増加、侵食の進行、凍結、風化の促進等の作用を与える。

[1] 水圧の増大;岩盤内の地下水流動は主に亀裂の性状に支配され、水圧の作用は斜面安定上、岩盤斜面で予想される破壊面(すべり面)に働く揚圧力(間隙水圧)による有効応力の低下と、斜面上部の引張り亀裂内の静水圧による滑動力の増加をきたす。これらの水圧は、長期間の降雨や突発的な豪雨、斜面・のり面表層の凍結等によって増大し、特に斜面・のり面の末端部の岩石が既に破壊に近いほどの荷重を受けている場合には、崩壊が起こりやすい。

[2] 含水比の増加による強度低下;間氷期には多雨となることから地下水位が上昇し, 湿潤部分や地下水面下の飽和部分が相対的に増加するため, 岩盤斜面の重量が増加し滑動力が増加する. また, 吸水により, 粒子間のせん断抵抗特性に影響を及ぼし, 含水比の増加に応じて圧縮強度・圧裂引張強度の減少を生じる (Vutukuri ほか, 1989).

図 4.32 は泥質軟岩の飽和度 S_w の変化に伴う一軸圧縮強度 qu の変化の一例である (小島, 1972).

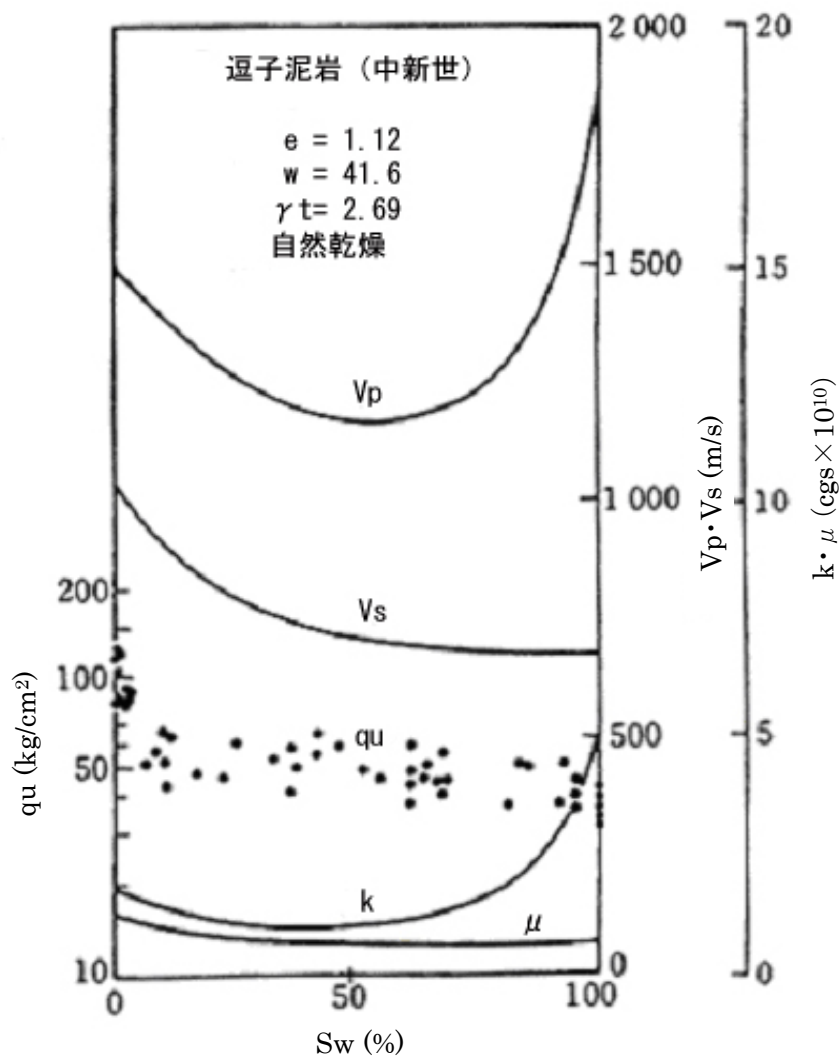


図 4.32 泥質軟岩の水飽和度の変化に伴う物性の変化の一例 (小島, 1972)

また、図 4.33 は新第三紀中新世の水冷破碎岩の含水比に応じた強度の違いを示すが、飽和状態では自然状態の約 1/2 となっている(豊浜トンネル崩落事故調査委員会 1996)。

特に泥岩・頁岩のような軟岩の場合、粘着力と内部摩擦角(c , ϕ)はともに含水量の変化に従い著しく変わり、吸水により不安定化しやすく、地下水面下の飽和部分の強度は、一般に不飽和部分より低い傾向にある。これらの材料を試験するときは試験中、材料の含水比を出来る限り現場の含水比に近くすることが必要である。

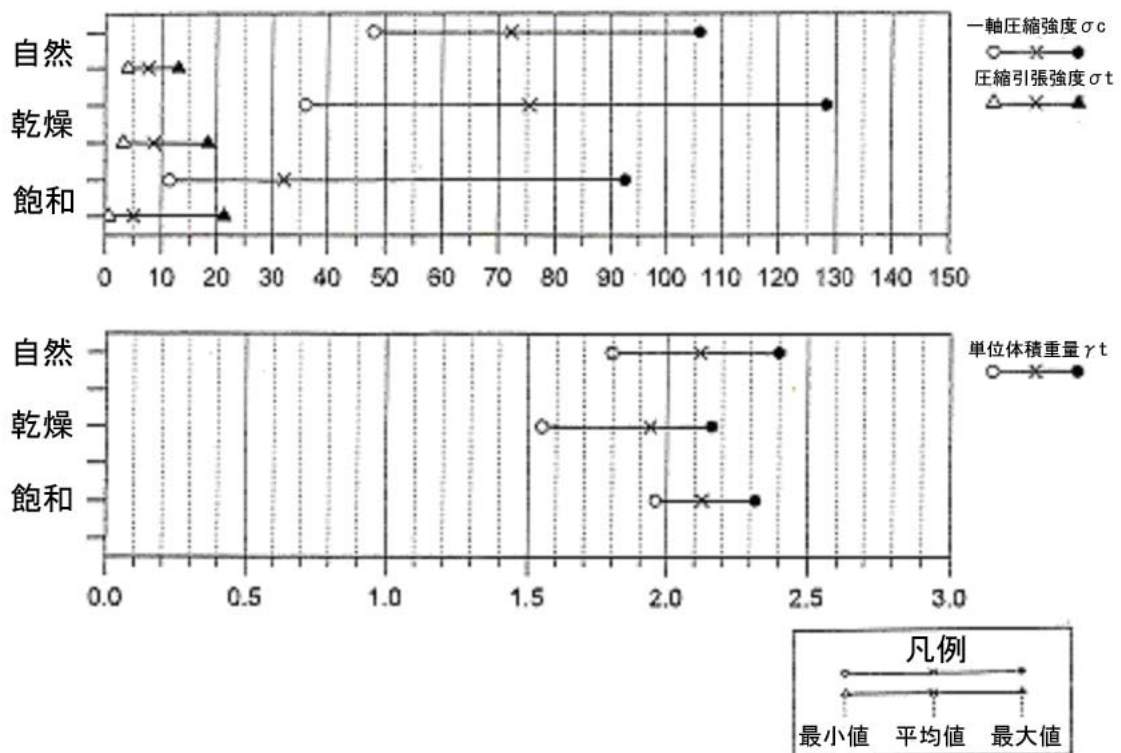


図 4.33 新第三紀火山碎屑岩の含水状態の違いによる物理・力学試験結果(1)
(豊浜トンネル崩落事故調査委員会,1996)

さらに、泥質岩の含水比の変化は、乾湿繰り返しによる風化作用を促進し、斜面の安定性の低下をきたす。図 4.34 は新第三紀中新世の火山碎屑岩類の自然状態と、乾湿繰り返し(連続 72 時間の吸水と自然乾燥を 10 回繰り返した)後の湿潤状態における強度の違いを示すが、礫岩・砂岩・角礫岩に比較し、泥質の頁岩や凝灰岩の方が乾湿繰り返し後の強度低下が大きい(一般国道 305 号岩石崩落災害調査委員会 1990)。

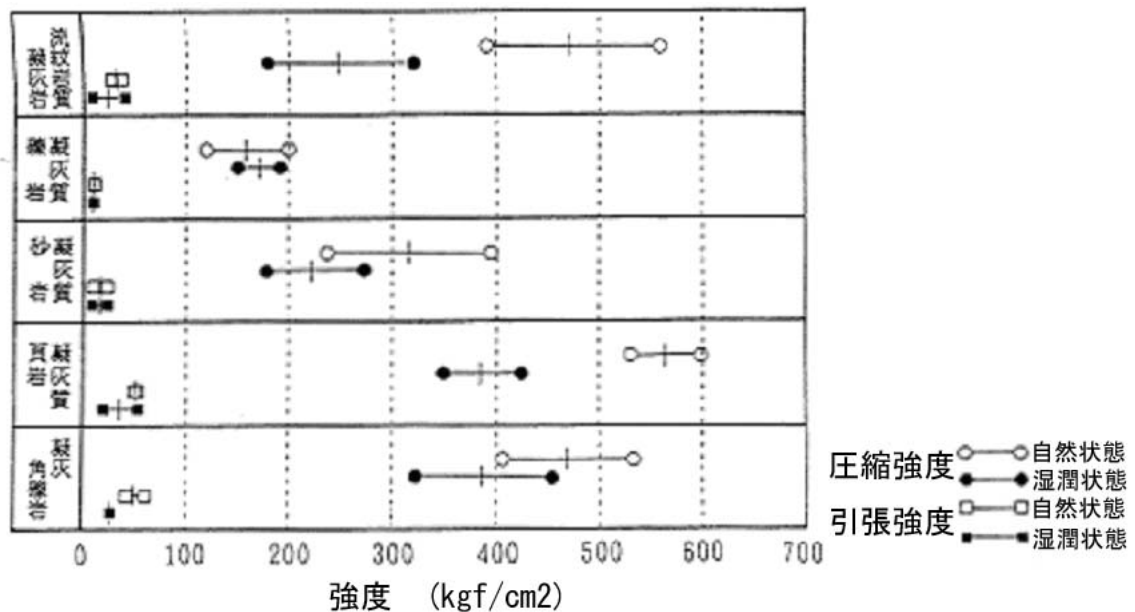


図 4.34 新第三紀火山碎屑岩の含水状態の違いによる物理・力学試験結果(2)
(一般国道 305 号岩石崩落災害調査委員会,1990)

一方,ほとんどの硬岩では材料の粘着力と内部摩擦角(c , ϕ)は含水比によって大きく変化しない. 硬岩におけるせん断強さの減少は, 岩盤の亀裂内の水圧が作用することにより, 破壊面に働く揚圧力や引張り亀裂内の静水圧が増加すること起因する.

[3] 侵食の進行;地下水が流れると表土と亀裂充填物の両方の侵食が起こる. これは斜面の安定性の減少及び深部での地下水排水系統の沈泥閉塞(目詰まり)を引き起こすことがある. また, 斜面表面に耐侵食性の低い岩が分布する場合には, 浸出水により浸透崩壊を生ずることがある.

[4] 風化作用;間隙水は, 長期に渡り岩盤に物理的, 化学的な作用を及ぼしたり, 節理中の挟在物の強度特性を低下させる.

化学的風化は流れる水と岩石との反応で物性の変化を生じる現象(千木良, 1995)といわれる. 過去の間氷期の気候条件が後氷期の現在と類似していると考え, 岩盤斜面の化学的風化に対する地下水の影響を考察した.

物理的風化によって発生した空隙に水が浸入すると, 水と岩石との反応が生じ化学的風化が始まる. 化学的風化は主に地下水を媒体として行われ, 酸化と還元, 炭酸化, 溶解, 水和, 加水分解などがある(Ollier,1995).

これらの化学的風化作用は岩石中の結晶に作用して, 結晶内の元素を離脱させるとともに岩石中の空隙も増大する. また, 水分子は鉱物分子と水和の形で付加され,

その際に発熱して物理的風化の原因ともなる。

第三紀層等の堆積性軟岩では化学的風化作用が進みやすく、千木良(1995)によれば深さ方向で表層酸化帯、酸化帯、溶解帯、新鮮岩体に区分される(図 4.35)。

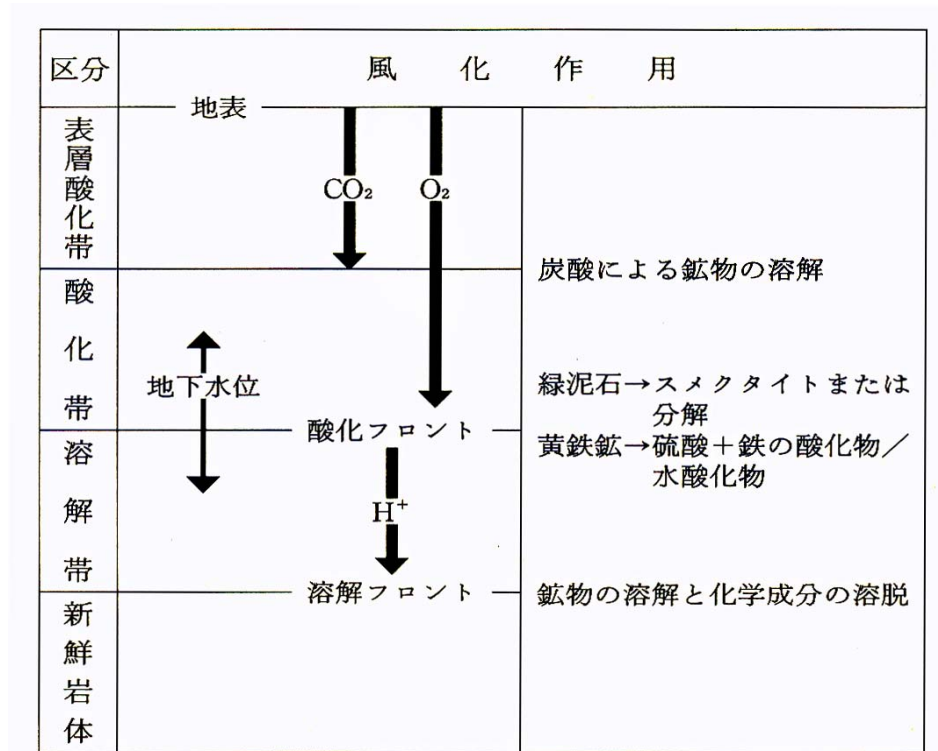


図 4.35 堆積性軟岩の風化における水－岩石相互作用(千木良,1995)

表層風化帯では、空気や表層土壌から供給された炭酸が沸石などの鉱物を変質・溶解する。酸化帯下部の酸化フロントでは、地表から移動していった酸素によって、岩石中の黄鉄鉱FeS₂(鉄の硫化物)が酸化され消失し、硫酸と鉄の酸化物Fe₂O₃あるいは水酸化物になり残留する。また酸化フロントでは、泥岩の緑泥石がスメクタイトに変化している。

ここで生産された硫酸は、山地では深部に移動していき、溶解帯下端の溶解フロントで岩石中のNa₂O、K₂O、CaO、Fe₂O₃、Al₂O₃、SiO₂などの鉱物を溶解して化学成分を溶脱する。

以上の化学的風化に伴い、岩石の力学特性は溶解帯で劣化し、酸化帯でスメクタイト(水分を吸って膨張しやすく、粘土鉱物のなかではもっとも小さな残留強度を持つ)が増加することで地すべりを生じやすくなっている(千木良,1995)。

4.5 岩盤斜面のゆるみ域における物性の変化

本項では、地すべりに先立つ岩盤斜面のゆるみ域における物性の変化として、地質的には変形が進むとトップリングや座屈が生じ、インタクトロックから緩んだ岩体になる過程で密度が小さく、透水性が大きくなることを示した。地質的な緩みの指標として、弾性波探査速度が 2km/s 以下、ルジオン値が緩み層と不動層とで急変する、地下水位が緩み層より低いなどがあるといえる。

地形的には線状凹地(二重山稜や多重山稜)、山腹緩斜面、段差地形などのいわゆる変動地形が重要であることを整理した。

4.5.1 ゆるみに伴う地質状況の変化とその把握

(1) ゆるみに伴う地質状況の変化

4.2.2～4.2.4 項で示したように、地すべりの発生斜面やこれに先立つ岩盤斜面のゆるみ域の事例によれば、これらの斜面は更新世の氷期から継続して風化や河川侵食に伴うゆるみを受けた地域であると考えられる。

このような地域では、新鮮な岩盤と異なるゆるみ域の性状として、亀裂沿いの褐色化や岩体内部まで酸化されたような風化の進行、たわみ性のトップリングによる基盤の構造より緩い傾斜の層理面や片理面の分布などが特徴である。さらに、ゆるむことで間隙が増加し、岩盤密度の低下や透水性の増加を伴うことも予想される。

ゆるみ域で変位がより進行すると、岩盤斜面上方部では亀裂の伸展・拡大や新たな亀裂の発生、変形岩体辺縁部では落石・小崩壊の発生、斜面下方の溪岸部岩盤では多くの圧縮性の亀裂・ブロック状の割れの発生や岩塊の剥離の進行などの現象が顕在化し、これに伴う段差やオーバーハング等の地形の変化なども生じる。

ゆるみの現象を示す地質構造としては、周辺の一般的走向傾斜と著しく異なる傾斜構造を示す亀裂が多いゆるんだ岩盤の露頭なども、曲げ破壊に伴うゆるみが岩盤斜面の末端部に及んでいる可能性を示すものである。なお、長期にわたりゆるみが継続している岩盤では、ゆるみに伴う亀裂が酸化し褐色化していることが特徴である。

(2) 岩盤斜面のゆるみ域に対する地質・地質構造の調査

地すべりに先立つ岩盤斜面のゆるみの状態を把握するためには、地質・地質構造の調査として以下の手法が有効である。

- 1) 岩種・岩質: 岩盤を構成している岩種を確認するとともに、岩質が硬、軟いすれか、また、強度的に均質な岩盤、不均質な岩盤かの区別も行う。

- 2)風化の程度・岩盤のゆるみ:風化層の深さ, 固結の程度, 深層風化の有無, 破碎の程度を確認し, 岩盤崩壊や地すべりの深度を推定する資料を得る.
- 3)断層・破碎帯の分布等:断層・破碎帯・貫入面等の分布, 形状, 走向, 傾斜, 充填物等を確認し, これらが岩盤崩壊を規制する可能性を検討する資料を得る.
- 4)不連続面の状況:層理・片理・節理・亀裂等の不連続面の分布, 連続性, 規則性, 規模, 走向・傾斜, 割れ目の幅, 充填物, 分布の間隔・頻度, ブロック化の程度等を確認する. なお, 不連続面に関しては, 個々の不連続面だけではなく, 卓越した規則性を有する不連続面の群(Systematic joint)についても調査する必要がある.
- 5)斜面内部での脆弱層の存在:侵食されやすい地層, 含水によって強度低下が著しい地層, 斜面内部の脆弱層等を確認し, 岩すべりのすべり面となる可能性を有する軟質層の有無を検討する資料を得る.
- 6)透水層・難透水層の有無:岩盤の構成岩種ごとの透水性を把握し, 透水層・難透水層の区分および貯水するような地層(帯水層)・地質構造の有無を推定する資料を得る.
- 7)変質箇所の有無・状況:温泉変質している箇所の有無, 変質箇所の分布状況を確認する.

(3)ゆるみ域の指標

調査によりゆるみに伴う地質状況が認められた場合には, 岩盤斜面での地すべりの初期段階である可能性が考えられる. また, 周辺の一般的走向傾斜と著しく異なった構造や亀裂に富み大きく緩んだ岩盤の露頭は, すでに地すべりを発生した可能性も考慮する必要がある.

初期段階の地すべりの発生につながる可能性があるゆるんだ岩盤斜面の特徴は, 黒部川中流域の B 斜面の事例によれば, 自然地下水位, 弾性波探査速度, 透水性に関連するルジオン値に図 4.35 のような傾向があることが確認された.

地下水はゆるみ域では亀裂を通して下方に流下するものの, 恒常的な自然地下水位は河床近くのゆるんでいない基盤岩中のみに存在する.

弾性波速度 V_p は基盤岩では $3\sim 5\text{km/s}$ と大きい, ゆるみ域や風化の進んだ領域では 2km/s より小さい値を示す.

ルジオン値は基盤岩では 1Lu 未満と小さいが, ゆるみ域では 30Lu 以上に急激に上昇する.

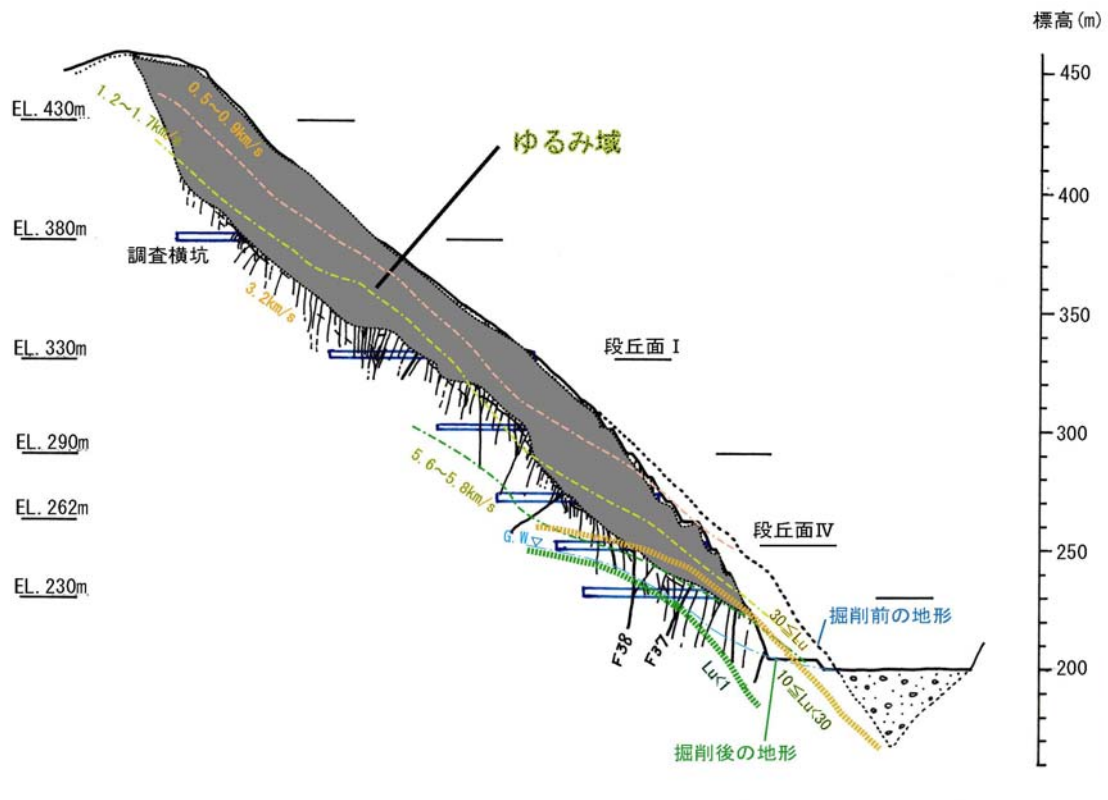


図 4.35 B 斜面におけるゆるみ域とその指標

また、B 斜面以外のゆるみが存在する他の岩盤斜面でもほぼ同様の傾向が認められたことから、ゆるみ域とこれ以深の基盤岩とでは、ゆるみに関連した物性の指標としては以下の項目が重要であると考えられる。

- ①透水性が基盤岩とゆるみ岩体とで急変する。これは透水性の指標であるルジオン値が数Luから数十Luに急変することで判断される。
- ②降雨が少ない時期の自然地下水位がゆるみ岩体の下限付近に位置する。降雨後も地下水位は上昇するものの、短期間にゆるみ岩体下限付近まで低下する。
- ③弾性波速度値が基盤岩では大きい、ゆるみ岩体では硬岩分布地域においても2km/s 以下と小さくなる。

4.5.2 地形状況の変化—地すべりの発生に先立つゆるみ地形の特徴

侵食作用が活発な海岸や川岸沿い等の急峻な斜面が存在する地域では、侵食に対応して平衡状態へ移行する過程でゆるみが進行し、これが素因となって岩盤斜面の地すべり・崩壊が発生することが多いと考えられる。

特に斜面途中に突出した崖状の露岩部や尾根状地形、下方斜面で侵食や崩壊が進行してオーバーハングとなった箇所はゆるみやすい。また、大規模掘削による急速な地形変化も、応力解放により地山内部のゆるみを生じ、岩盤斜面の地すべり・崩壊発生の誘因となる。侵食や掘削が進行すると斜面内部の拘束圧が減少するため、重力方向の最大主応力が比較的小さくとも曲げ破壊、引張り破壊やせん断破壊を受けやすくなって、斜面に平行な破壊面が徐々に伸展して行くと考えられる。

地すべりの発生に先立つゆるみが進行した地形の特徴は、地すべり地形のように明瞭ではない。また、数千 m^3 程度までの岩盤斜面の地すべりや崩壊では、軟岩等の塑性に富む岩盤を除き、一般には脆性が大きく最終的な破壊に至るまでの変形が小さいため、地形の変化としてのゆるみの前兆の把握は困難なことが予想される。

しかし、長期間にわたる岩盤斜面内部の変形とゆるみが崩壊や地すべりの発生に先立つことが多いことから、崩壊や地すべりの前兆となる諸現象は地山内部の変形が軽微であっても地形の変化となって現れるものと推定される。

特に岩盤斜面の大規模な地すべりでは、最終的な破壊に至るまでの山体の塑性変形が大きいため、斜面上方での地形の変化として現われやすい。すなわち、斜面上部の二重山稜や線状凹地、山腹緩斜面、小規模な分丘や稜線の不連続等のクラック地形の存在、主尾根と支尾根との間の不連続、尾根先の膨らみ、分岐した支尾根の間の緩斜面の存在などである。一方、斜面下部では河川の攻撃斜面での崩壊の存在や河川の異常な屈曲がある。

初期段階の岩盤斜面の地すべりが発生した事例として、岐阜県揖斐川左支流域で一時的に河川閉塞も生じた大規模岩盤斜面崩壊の徳山白谷が知られている。徳山白谷では、崩壊前には図 4.36 に示すように斜面内部の長期にわたる変形によって、地表では二重山稜(クラック地形)、山頂平坦地、尾根の異常なくびれ、斜面下方中央部のふくらみ、末端崩壊、移動体の側方境界を規制する直線的な沢などが存在した。これらが大規模崩壊の前兆現象となっていたことが、地すべり発生前後の空中写真判読や現地調査などによる事後調査で明らかとなった。これらの地形の指標は、岩盤斜面での地すべりの予知、発生機構を検討するうえで参考となる。

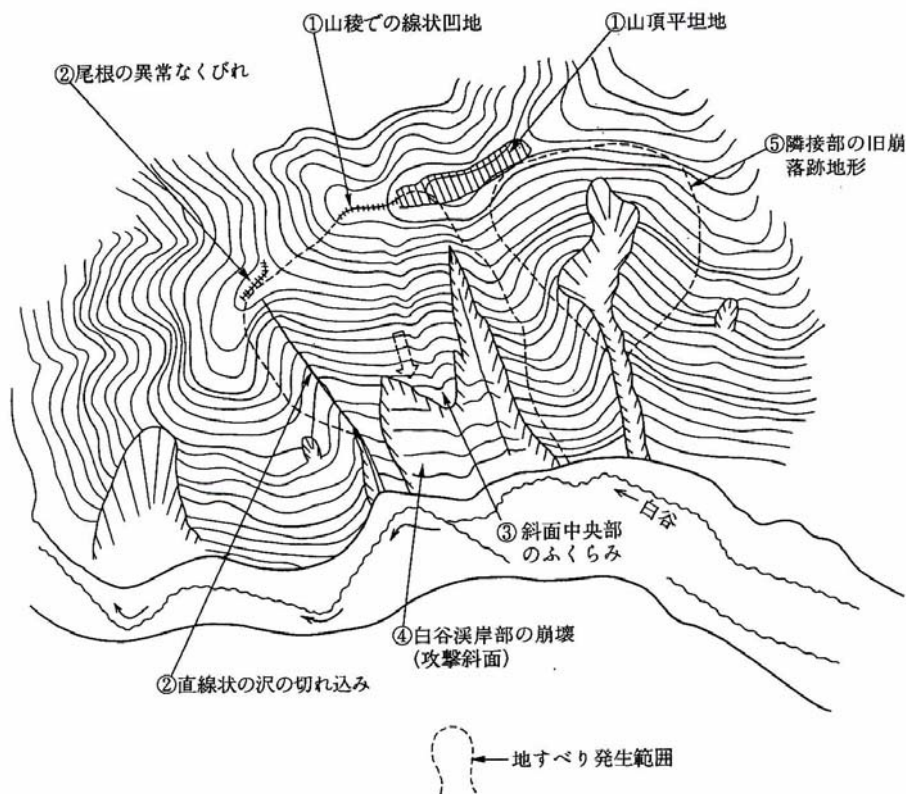


図 4.36 岩盤斜面の地すべりに先立つゆるみ域の地形的指標

4.6 第4章のまとめ

最終氷期に地すべりが活発化した時期についての既往研究と、本研究における荒川、黒部川、木曽川の各流域の段丘面と地すべりや風化帯の分布の関連とを検討すると、最終氷期に形成された段丘面以高の斜面内部では、地すべり移動体となる深度まで、ゆるみや風化が段丘面の形成時期から継続して進行していたことが予想される。岩盤斜面では本来の岩盤強度や不連続面などの岩質・地質構造の要因に加えて、長期にわたる山体の隆起や河川等の侵食に伴う斜面のゆるみや風化の進行が、地すべり発生以前の要因として重要である。

また、人為的な切土のり面の既往研究を河川の侵食と比較することによって、岩盤斜面におけるゆるみは、段丘形成期からの風化とその後の地形侵食に伴う重力変形に依存すると考えられる。すなわち、斜面末端部で侵食を受けたと考えられる過去の氷期には、人為的な掘削と同様に河床低下に伴い斜面内部で変形が進行することに伴い、ゆるみが形成されたことが推定される。

ゆるみの地質的な指標としては、透水性が基盤岩の難透水に比較しゆるみ範囲で

極端に大きいこと、自然地下水位がゆるみ範囲以下であること、弾性波速度がゆるみ範囲では2km/s以下であることの代表的な3点に集約される。また、地形的な指標としては長期間のゆるみの進行の結果としての、二重山稜や多重山稜などの線状凹地、山腹緩斜面、段差地形などの微地形が重要である。

参考文献

- 青木 滋, 高浜信行(1976):地すべり地の履歴に関する研究(その 1), 新潟大学理学部地盤災害研年報, no.2, pp.11-18.
- 青木 滋, 高浜信行(1977):新潟県における初生斜面崩壊の発生期と発生原因に関する一考察—地すべり地の履歴に関する研究(その 2), 新潟大学理学部地盤災害研年報, no.3, pp.19-29.
- 一般国道 305 号岩石崩落災害調査委員会(1990):一般国道 305 号岩石崩落災害調査報告書, 福井県,pp.33~35.
- 大西吉一, 寺川俊浩, 西田彰一(1984):¹⁴C測定値からの地すべり多発期について, 第 23 回地すべり学会研究発表予稿集, pp.64-67.
- 奥園 誠之(1978):切り取りのり面の風化とその対策, 土と基礎, Vol.26, No.6, pp.37-44.
- 菊地宏吉(1997):岩盤斜面の崩壊問題 事例から見た斜面崩壊・地すべりの発生原因とメカニズム, 北海道応用地学合同研究会論文集, N0.8, 特別講演集
- 北原義浩ほか(1980):軟岩堆積斜面掘削の変形挙動の実測結果と数値解析結果との比較, 第 13 回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.61~65.
- 小島圭二(1972):東京湾口の地盤, 土木研究所資料, No.730, p.32.
- 新 孝一, 北野晃一(1987):低温下, 高温下での岩石・岩盤の特性調査, 電力中央研究所報告, (財)電力中央研究所, U87010.
- 新城俊也ほか(1983):島尻層泥岩地帯における切土斜面の設計の現状と問題点, 土と基礎, vol.31, N0.1, pp.111-116.
- 地盤工学会(1976):切土ノリ面, pp.110~112.
- 多賀直大・田山 聡・奥園誠之・八木沢孝哉(1991):長期追跡調査による切土のり面の風化の進行と安定性, 土と基礎, 39-6, pp.41-47.
- 鷹取正顕・田中 靖・大前智敬(1993):浦山ダムの提体掘削に伴う堤敷岩盤の挙動特性について, 大ダム, N0.143, pp.64~74.
- 千木良雅弘(1995):風化と崩壊, 近未来社, 204p.
- 土質工学会(1985):土質工学用語辞典, pp.42~43.

- 豊浜トンネル崩落事故調査委員会(1996): 豊浜トンネル崩落事故調査報告書, pp.3-75~3-82.
- 根岸正充, 中島巖(1993): 層雲峡熔結凝灰岩の柱状節理における亀裂進展とすべり破壊, 応用地質, Vol.34, No.2, pp.1-11.
- 中村三郎, 檜垣大助(1991): 地すべり地形の生成と変化, シンポジウム地すべり災害斜面のうつりかわりと地下水効果 論文集, 地すべり学会, pp.68-76.
- 広井美邦(1978): 飛騨変成帯宇奈月地域の地質, 地質学雑誌, No.84, pp.521-530.
- 藤田和夫(1983): 日本の山地形成論, 蒼樹書房, 466 p.
- 藤田 崇(1990): 地すべりー山地災害の地質学, 共立出版, 126p.
- 福田正巳・播磨屋敏生・原田鉦一郎(1996): 岩石の凍結ー融解による風化が基盤崩落に与える影響について, 月刊地球, vol.18, N0.9, pp.574~578.
- 福田正巳(1988): 1987 年北海道層雲峡熔結凝灰岩崩壊とその災害に関する調査研究, 文部省科学研究費突発災害研究成果, pp.41~48.
- 藤井義明(1996): 豊浜トンネル岩盤斜面崩壊に関する材料試験と応力解析, 北海道地区自然災害科学資料センター報告, vol.11, pp.77~89.
- 北陸地方建設局黒部工事事務所(1999): 宇奈月ダム左岸斜面技術報告, 276p.
- 宮川紀与則(1998): スレーキングの激しい軟岩基礎に建設された城川ダムの施工について, ダム工学, vol.8, N0.2, pp.135~141.
- 吉川虎雄: 湿潤変動帯の地形学(1985): 6.4 氷期ー間氷期の交代と山地地形の発達, (財)東京大学出版会, pp.120-123.
- 吉永秀一郎・宮寺正美(1986): 荒川中流域における下位段丘の形成過程, 第四紀研究, 25, 187-201.
- French, 小野有五訳(1984): 周氷河環境, 古今書院, 411p.
- Ollier, C.D, 松尾新一郎監訳(1971): 風化ーその理論と実態, ラテス社.
- Vutukuri, V.S, Lama, R.D and Saluja, S.S, 増田秀夫・田中莊一訳(1989): 岩の力学的性質 Iー試験に関する技術と結果ー, 古今書院, pp.43-49.

第5章 岩盤斜面の地すべりの初期段階における発生機構

斜面内部の長期にわたるゆるみが地質不連続面でのすべりに伴って生じること、すなわち流れ盤斜面ではせん断破壊により、受け盤斜面では曲げ引張り破壊により生じていることを事例で精査し、地すべり現象が活発化する前には、斜面内部で変位の伝播とこれに伴う進行性破壊が生じていることを検証した。さらに斜面計測事例によって、地すべり発生の直接的な原因が河川侵食、降雨、地震、斜面末端部の掘削・湛水などであり、地すべり発生までの塑性変形量は地質構成による脆性や延性の違いに依存していることを整理して示した。

5.1 事例研究の目的と成果の概要

第4章では、段丘の形成→風化→河床低下(侵食、シーティングジョイント:斜面に平行なゆるみ域下限の形成)→重力変形の進行(キンクバンド、縦目の開口亀裂などの発生)に至る岩盤斜面の変形の過程が推論でき、この過程で岩盤斜面の地すべりの発生に先立つゆるみ域が形成されたと考えた。

本項では、以上のゆるみ域が地すべりに移行する過程、すなわち変形が進んだ岩盤斜面での初期段階の地すべりの発生機構を解明することを目的に、事前に地質状況が把握された斜面の掘削事例や継続的に計測が実施された事例を研究し、変形の進行した斜面が地すべりの発生に移行する初期段階での斜面内部の破壊の状況を検討した。

斜面の掘削は自然の侵食作用を短期間に行ったものといえる。一般に自然状態での地すべり発生については発生後の調査が行われ、その直接的誘因や発生機構を検討するだけの地質や計測のデータが不十分であることが多いが、本研究で対象とした各事例においては掘削前後の計測調査が詳細である。

これらの事例の掘削前後の対比を行い、地すべり発生の初期段階における直接的な誘因が掘削や侵食および降雨であることを示し、これを岩盤斜面の初期段階の地すべり発生機構の解明に反映させた。

岩盤斜面の変形が進行し、これが地すべりに近くなるときの変動増加傾向を検討すると、塑性変形しやすい軟らかい岩盤ほど破壊に至る変形量(限界ひずみ)は大きく、変形しにくい硬いものほど小さい傾向があり、これは岩石の限界ひずみの状況と類似していることがいえる。

また、その破壊の形態が流れ盤と受け盤とでは異なり、層理・節理・貫入面などの

不連続面沿いにすべりが生じることで、流れ盤斜面では不連続面でのせん断破壊が、受け盤斜面では岩体の曲げ破壊が、その後の地すべりに至る主要な原因となることを示した。

さらに、地すべり現象が活発化する前の過程では、斜面内部での変位の伝播とこれに伴う進行性の破壊が生じている可能性があることを示した。

ゆるみの前兆が存在する岩盤斜面では、降雨(たとえば小俣 2005a, 越前海岸の岩石崩落など)、地震(たとえば北海道南西沖、能登半島などの地震による崩壊性の地すべり)、斜面末端の切土(たとえば A 斜面、B 斜面など)、トンネル掘削(たとえば国道 156 号上梨トンネルなど)、湛水(たとえば KOMATA, 1997)等を直接的な誘因として変形が大きくなるが、その後、応力再配分の過程で一時的に安定化に向かう斜面とそのままだ変形が継続し地すべり・崩壊が発生する斜面とがある。

本項では、地すべり・崩壊の発生にかかる直接的な誘因のうち、侵食・掘削に伴う代表的な斜面モデルについて破壊に至る過程および押え盛土によって安定化した過程を検証したものである。

5.2 岩質、地質的不連続面と地形傾斜に応じた破壊形態

ゆるみの進行は岩質、地質構造の組み合わせで異なり、岩盤斜面の地すべりの初期段階にある事例を岩質の硬軟、地質構造の流れ盤・受け盤の組み合わせで整理すると、岩質に応じた地質構造の制約(地質構造規制)を受けることにより、破壊様式や破壊までの変形量などが違うことが予想された。

新第三紀層だけでなく中古生層の付加体でも、基本的には流れ盤となるオリジナルな不連続面をすべり面とすることが多い。しかし、層理面や片理面が受け盤でも、大規模な断層や背斜構造の翼部などの構造運動を受けた地域では、地質構造的な流れ盤状の不連続面が部分的に存在し、これがすべり面となっていることがある。すなわち地質的不連続面が受け盤だけであれば崩壊にとどまるが、受け盤に加えて流れ盤の不連続面たとえば衝上断層近くの派生断層(付加体のシークエンスなど)が流れ盤となっていたり、共役断層があるなど、連続性は不良でも流れ盤の不連続面の存在が地すべりの発生には必要であると考えられる。これは、受け盤斜面でも衝上断層近くは派生断層の流れ盤を原因として地すべりを生じ、断層からの離隔距離が増すと派生断層がないために、本来の地質構造の流れ盤を原因として地すべりが発生していることにもあらわれている。

5.2.1 流れ盤の地すべり発生機構

不連続面の強度が弱い新第三紀の軟質岩(図 5.1 の魚沼層や椎谷・寺泊層)では、流れ盤の不連続面方向の地すべりが多く発生している。

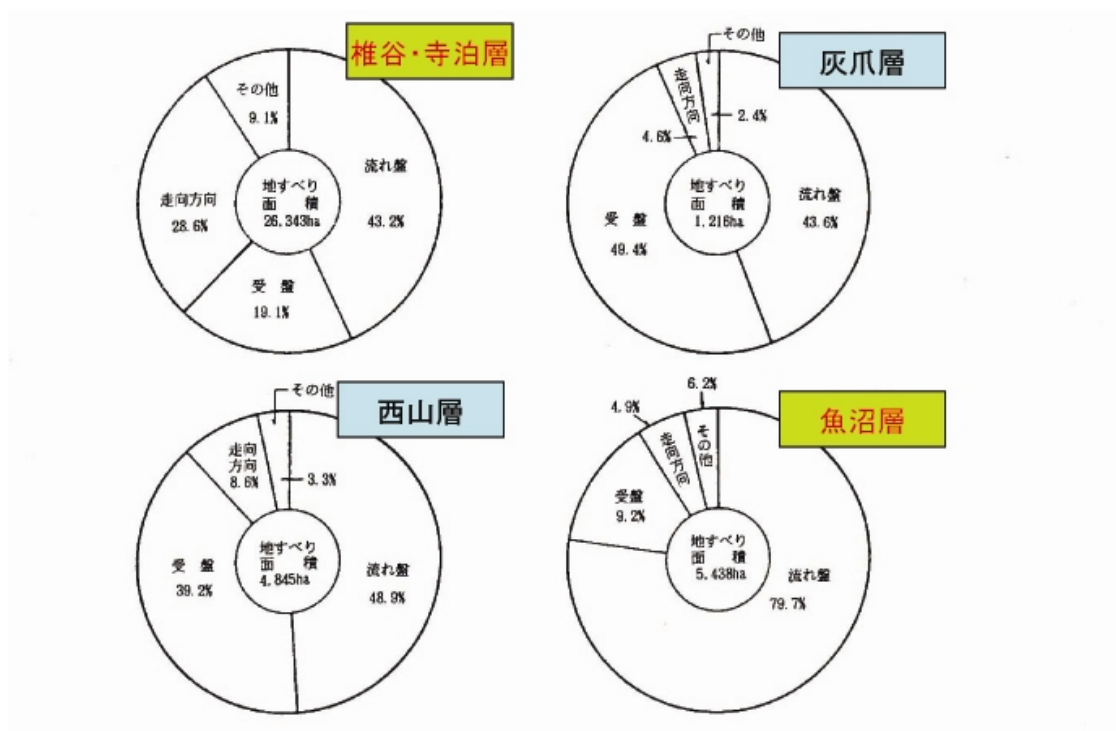


図 5.1 新潟県における新第三系の地層別にみた地すべりの地質構造規制
(新潟県, 1984, 福本, 1980)

新第三紀後期中新世の東北から北陸地方の谷地、氷見、中屋、福水、沢連などの流れ盤斜面での地すべりは、不連続面沿いにせん断変形を生じ、移動速度、移動量ともに大きい傾向がある。また、これらは変形が少ないうちに地すべりが発生し、破壊までのダクティリティは小さい。写真 5.1.5.2 は新第三紀中新世の砂岩と凝灰岩からなる互層の斜面が、流れ盤の凝灰岩層をすべり面とした地すべりの例で、一面せん断の破壊面であるすべり面を境界として、これ以浅の移動体中には垂直に近い引張り亀裂が多く発達している。

流れ盤の地すべりの移動形態としては、図 5.2 に示すように、平面すべりと背後への地すべり範囲の伸展が特徴的である。

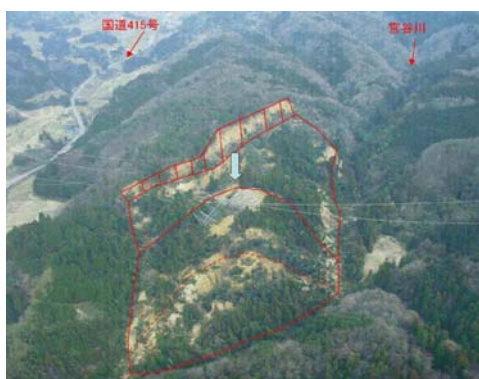


写真 5.1 福水地すべりの斜め空中写真



写真 5.2 福水地すべりのすべり面と移動体

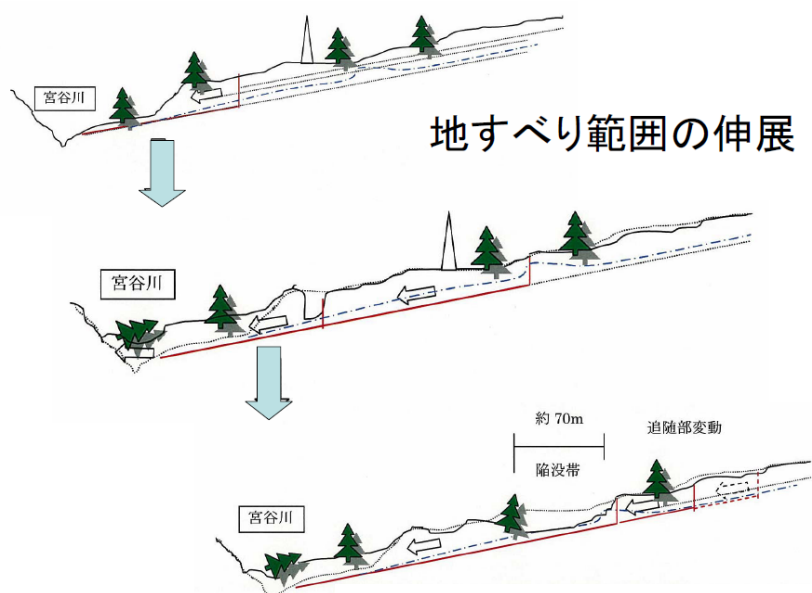
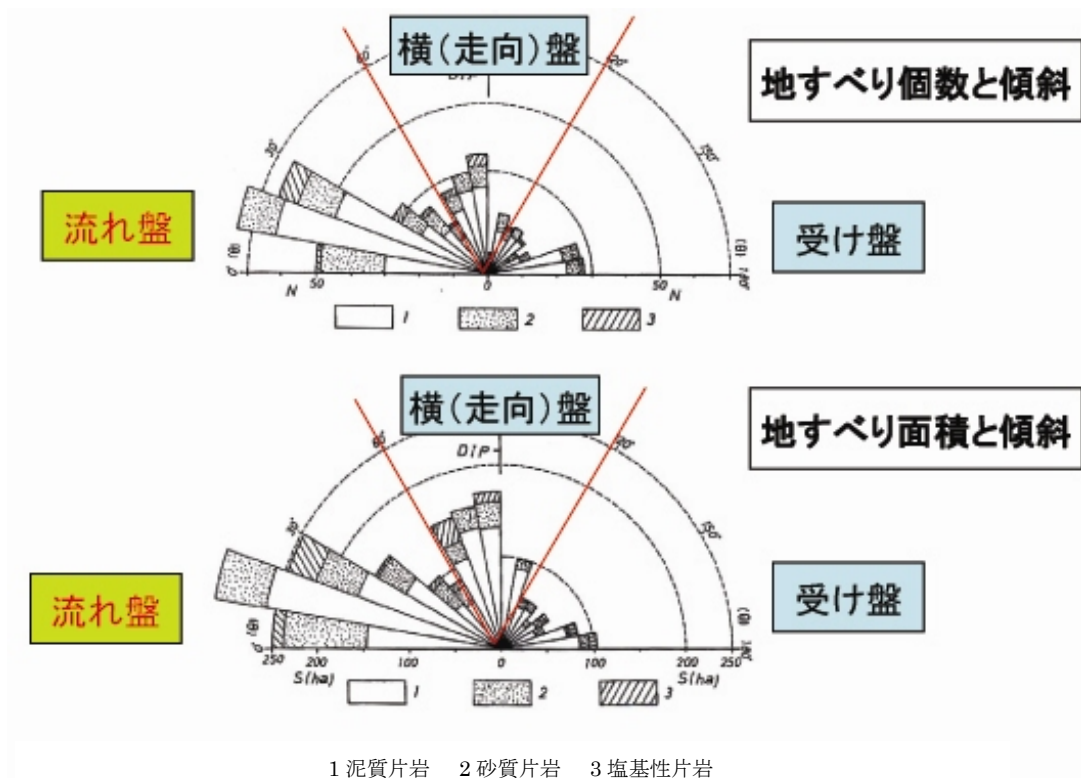


図 5.2 流れ盤福水地すべりの移動形態

また、構造的に卓越した不連続面が存在する結晶片岩地帯では、流れ盤の不連続面方向の地すべりが多く発生している(図 5.3)。

不連続面の強度が比較的強い付加体から構成される地区、たとえば大達原地区や荒川上流の斜面、和泉砂岩層からなる洲本バイパス地区、四国地方の結晶片岩からなる地域では、不連続面で変位に伴うダイランシーが発生し、流れ盤でもすぐには破壊せず、進行性破壊のリーデルシェアが発達していることがある(図 5.4)。

本研究では流れ盤斜面の事例として、構造的に卓越した不連続面が存在する付加体分布域の大達原地区について検討した。



(θ = 水平面上における層理面・片理面の傾斜方向と地すべりの滑動方向とのなす角)

図 5.3 四国三波川結晶片岩地帯における地すべりの滑動方向と層理面・片理面との関係 (Fujita, 1980)

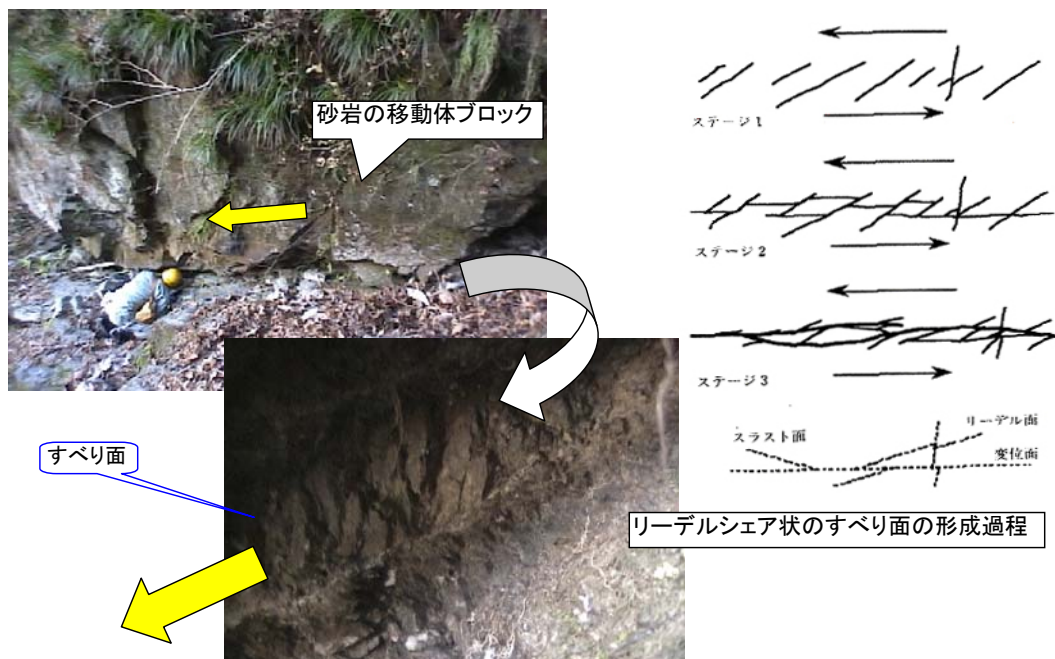


図 5.4 付加体の流れ盤構造の砂岩ブロック下面に形成されたすべり面

5.2.2 流れ盤の地すべりの初期段階の事例

—— 岩盤斜面の地すべり現象の伸展の事例(大達原地区)

(1) 概要

石灰岩の長柱状岩体(オリストストロームの一部, 幅 25m, 高さ 53m, 奥行き 15m, 約 $9,000\text{m}^3$: 図 5.5, 5.6 参照)の流れ盤構造の地すべりの初生に関する変位計測結果を述べる.

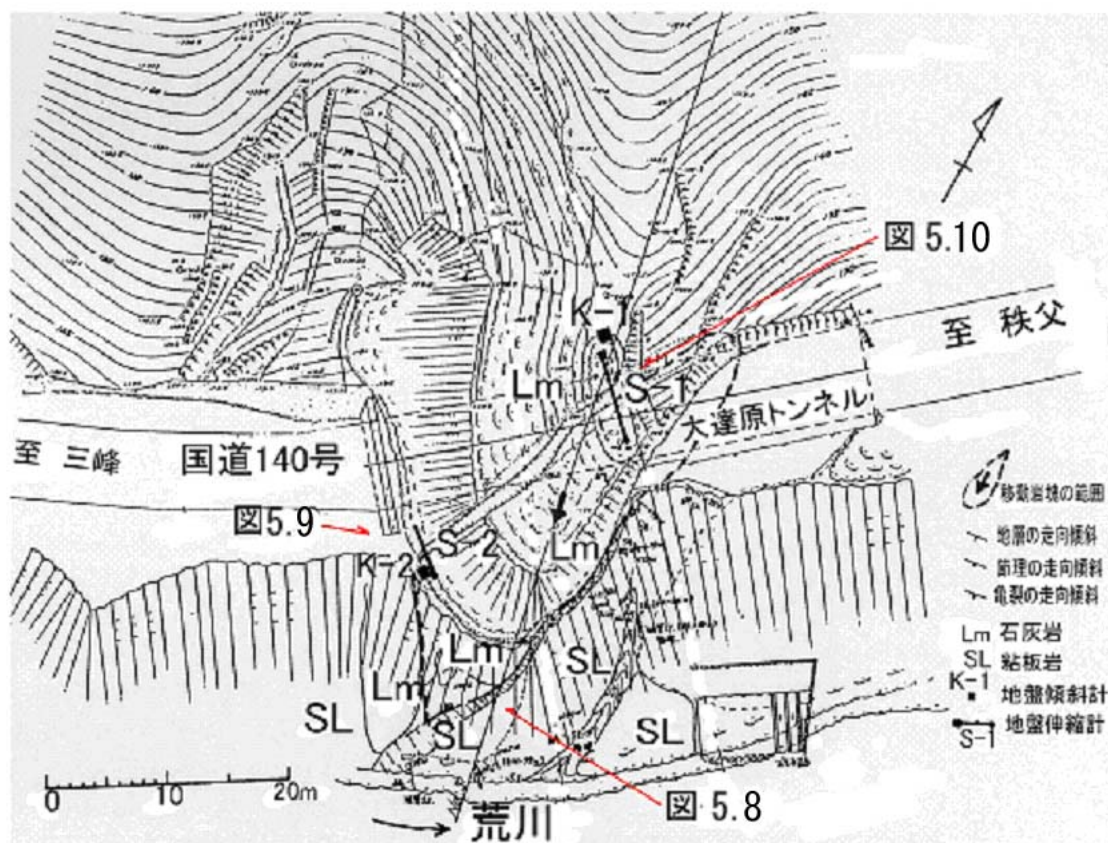


図 5.5 平面図

不動地山と移動岩体との間には尾根頂部で幅 1.5m, 岩体中腹の道路トンネル部で幅 0.3m の連続した開口縦亀裂があり, この亀裂は道路トンネル部を斜めに切ってトンネルにも亀裂や段差等の変状が発生していた. 調査当初はトップリングを疑ったが, 尾根部と道路部および河床部のいずれの伸縮計も同一の変位速度であったことから岩盤斜面の地すべりと判断した. この石灰岩体は下位の粘板岩上面の破碎部(厚さ 10~15cm)を最大みかけ傾斜 30° の平面すべり面として, 伸縮計では速度 $0.03\text{mm}/\text{日}$ で変動していることが判明した. 過去もこの変位速度であったとすれば, 開口亀裂

幅 0.3m に至るまでには、約 30 年間に渡って継続的な地すべり変位があったことが推定される。



図 5.6 対象岩体の状況

約 2 年間の観測中(伸縮計, 傾斜計, 写真による亀裂幅の撮影, 降水量), 管理基準値(伸縮計移動速度 0.2mm/日以下)を設けて道路の安全確保を行ったが, 亀裂が一定速度で確実に拡大していることが判明したため, 変位速度が急増しないうちに対策を実施した。なお, 安定対策は本研究の主題ではないが, 直立に近い移動岩体に対し, 根固め工によるオーバーハングの解消と移動岩体頭部の掘削により安定化が図られた。

地震時も考慮した対策の施工後, 約 13 年を経過し, この間, 既往最大連続雨量 500mm も経験したが, 斜面は安定で対策工は有効であった。

(2) 地質

埼玉県秩父盆地の南に位置する当該地域には、秩父帯浦山層群の日原層が分布する(図 5.7:久田, 1984).

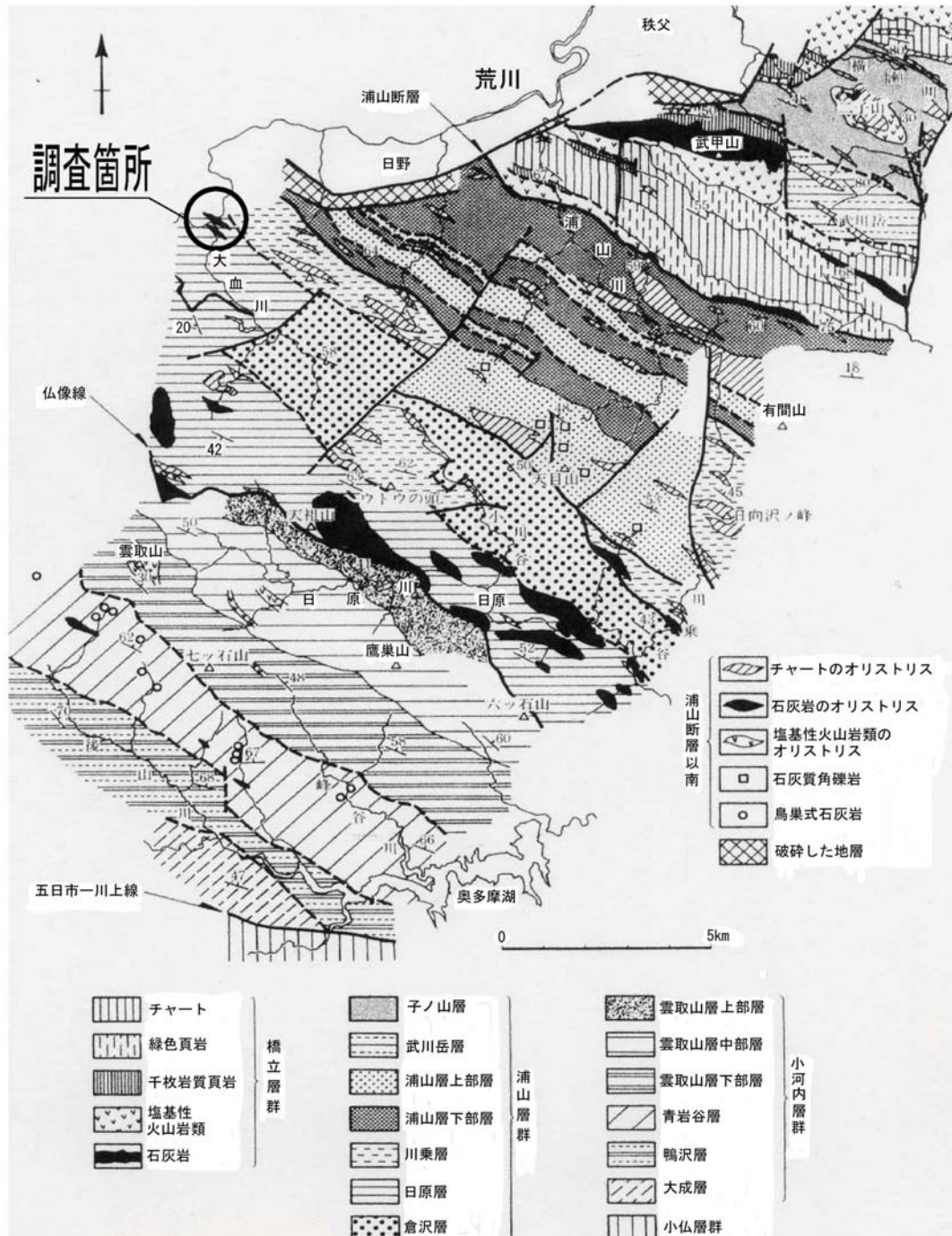


図 5.7 地質図 (久田 (1984) より引用)

浦山層群はジュラ系の大規模な付加体堆積物と正常な堆積物から構成されるが、このうちの付加体堆積物はチャート、石灰岩のオリストリスを含んだ乱泥流海底地すべり堆積物(珪質粘板岩、粘板岩、含礫泥岩等)を基質とする泥質堆積物である(大森・端山・堀口, 1986)。

乱泥流堆積物であるため、基質と各オリストリスとの境界は堆積時において明瞭な不連続面を形成している。大滝村大血川から東京都奥多摩町日原にかけて分布する日原層は、浦山層群の付加体の一部で、当該地域では比較的小さな石灰岩のオリストリスを含む粘板岩から構成されている。地質構造として浦山層群は全般にNW-SE 走向で、対象地区周辺では $20^{\circ} \sim 40^{\circ}$ SW の傾斜を有する(図 5.7 参照)。対象地区では下位の粘板岩と上位の石灰岩との境界は、図 5.8 のように流れ盤の構造をなしている。



図 5.8 対象岩体基盤の流れ盤構造

(3) 地形および岩盤斜面の変状現象

埼玉県秩父市大滝大達原地内の本研究の対象地域は、荒川と右支流大血川との合流点の下流である。対象地域の地形は、石灰岩のオリストリスが周辺の粘板岩から

構成される斜面から突出し、尾根状地形を形成している。

対象地の大達原トンネル付近では、1973 年頃に道路中心線と約 30° で斜交する亀裂がトンネルを横断して発生していることが確認された(図 5.5 参照)。この亀裂は、トンネル上流側坑口部(三峰方)の崖面では道路中心線から荒川寄り 8m の位置に開口幅 0.3m の縦亀裂として分布し(図 5.9 参照)、トンネル上方約 40m の尾根まで連続している。尾根部の亀裂は 1.5m の幅で開口し、この尾根を切断するように上下流方向に長さ約 25m に渡って連続している(図 5.10 参照)。これより上方の尾根部には他の開口亀裂は存在しないので、変動岩体の範囲が特定できた。

トンネル上流側坑口部の亀裂箇所では、変位に伴い岩塊がゆるみ、人頭大の落石が発生している。



図 5.9 対象岩体上流側の開口亀裂

(4) 斜面の変動状況

斜面の変動観測は地盤傾斜計と伸縮計で行った。当該地区では、図 5.5 に示すよ

うに、開口亀裂を挟んで尾根頂部に S-1、斜面中腹のトンネル上流側坑口付近に S-2 の伸縮計を、また、尾根部亀裂の山側不動地に K-1、トンネル上流側の坑口付近の移動地に K-2 の地盤傾斜計を配置した。このうち、K-1 については不動地と判断される地点に配置したが、その岩盤は亀裂に富み全般に緩んだ状態となっているため、今後の移動可能性を判定するために設置したものである。



図 5.10 対象岩体尾根部の開口亀裂

尾根頂部 S-1 と道路面付近 S-2 の各伸縮計では、図 5.11 に示すように 1986 年には 5.5mm/160～193 日(0.03mm/日)の速度で亀裂幅が拡大し、開口亀裂の荒川よりの岩体が徐々に川側に滑動していることが確認された。この変位は特に降雨の影響は受けず、また、震度2程度の有感地震では一時的に軽微に変動するもののその後は累積していない。対象岩体の変位は降雨や地震との相関性が認められない重力によるクリープ性の変動といえる。トンネル本体を胴切りする亀裂箇所(トンネル側壁)では、観測期間の 1986 年 6 月～1987 年 3 月の間で 1～2mm の新たな段差が生じていた。

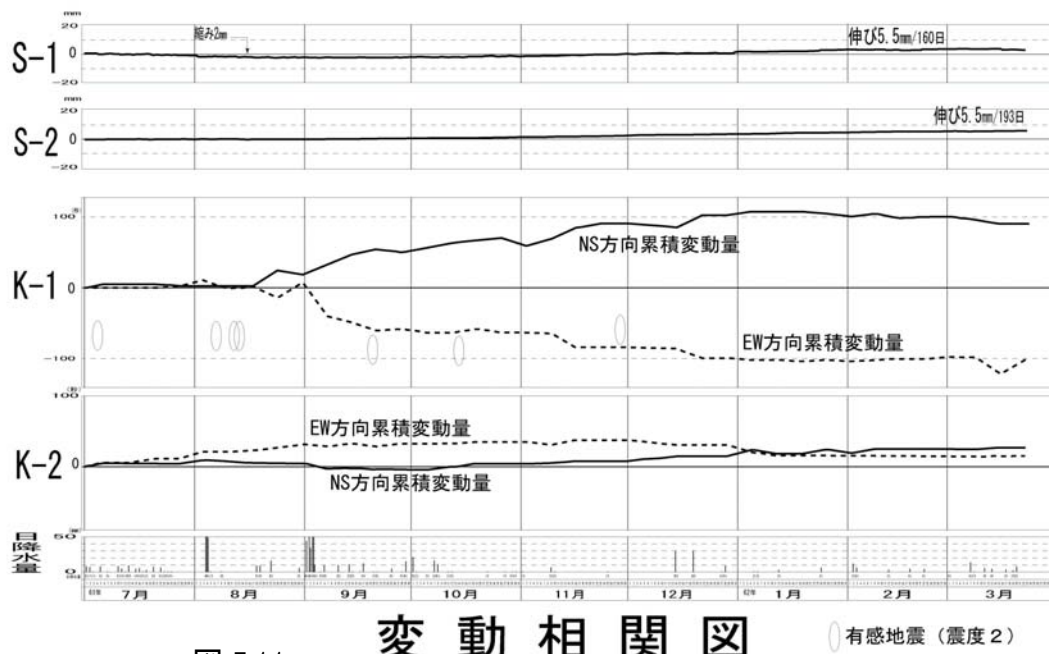


図 5.11

変 動 相 関 図

有感地震 (震度 2)

尾根部の不動地側に設置した地盤傾斜計 K-1 では、9 月の降雨後に移動岩体の開口亀裂側への傾斜変動が観測されたが、K-1 より山側の鞍部には変状が生じていなかったため、開口亀裂側に向かう地山のゆるみと判断した。また、亀裂川側の移動岩体に設置した地盤傾斜計 K-2 では、山側や川側への軽微な傾斜変動が見られたが、特定の累積性はない。

(5) 変状機構

移動岩塊は硬質な石灰岩で、この下位には比較的軟質な粘板岩が分布する。境界部(層理面)はほぼ 40° の勾配で荒川上流方向に傾斜し、川側へは見かけ上約 30° の流れ盤となっている(図 5.8)。層理面付近の粘板岩は厚さ 10～15cm で破碎され、一部粘土化している(図 5.12)。これを挟んだ伸縮計では変位が生じ、この部分

がすべり面であることが確認された。すべり面は、粘土部分が脆性破碎帯で、岩片部分が川側に回転するような変位を示すリーデルシェア状(狩野・村田, 1998)のせん断破壊面である。

移動岩体は幅 25m, 高さ 53m, 奥行き 15m で、約 $9,000\text{m}^3$, 24,400t に及ぶ(図 5.13 参照)。層理面の最大傾斜方向は荒川上流方向であるが、上流部には良好な石灰岩が「つuitate」状に接しているため、これが支えとなって急激な変動を生じていないと推定された。

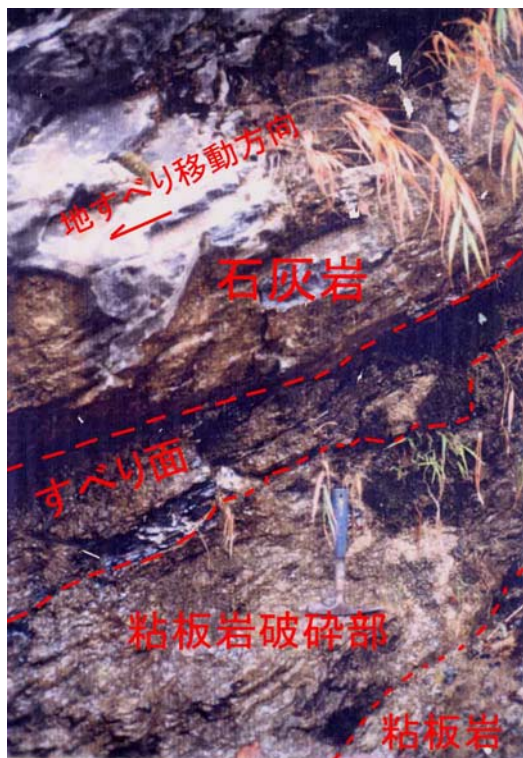


図 5.12 すべり面の状況

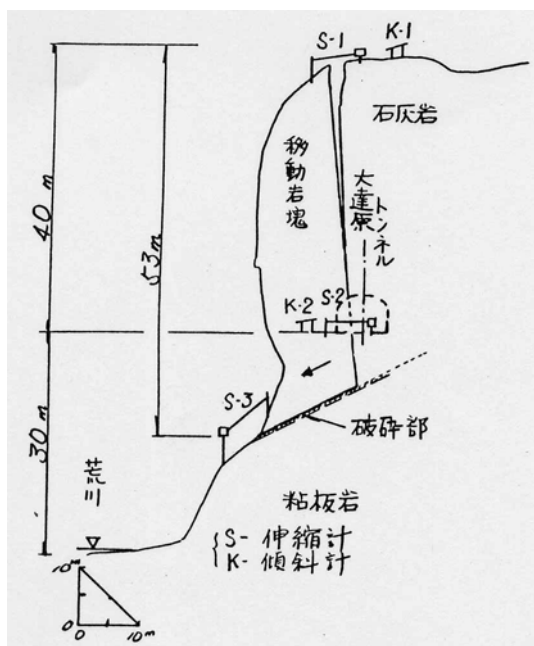


図 5.13 中心断面図

地質的な素因としては、オリスリスの石灰岩からなる硬質岩の下位に、乱泥流堆積物の粘板岩からなる軟質岩が存在していたため、下位粘板岩では圧縮性の破壊が進行していたこと、および付加体堆積物である岩体の境界部が元々シェアゾーンとなっており、これが流れ盤を呈していたことである。誘因としては、荒川の側方侵食により斜面下部が削られ、地形的に不安定化したものである。このような条件が備わった箇所に、たまたまトンネルが位置していたといえよう。

運動形態は上流側境界が石灰岩の不動地で拘束された平面すべりであるが、長柱状岩体であるため山側、川側に揺れながら川側に変位しているものと推定された。すべり面に相当する粘板岩上面の層理面は荒川左岸沿いに全面露頭しており、その走向傾斜はほぼ $N75^{\circ}W, 40^{\circ}S$ で、荒川上流方向に傾斜している。ただし、すべり方向は上流側の石灰岩で拘束されて、最大傾斜方向から川側に 24° ずれた概ね

S10° E の方向となり、見かけのすべり面傾斜は約 30° となっている。

当斜面では、付加体の石灰岩と粘板岩の境界部が流れ盤構造となっており、これが初生的なすべり面となっており、図 5.11 に示すように一日あたり 0.03mm/日の等速度で変位している。仮にこの速度で変位が継続したとすれば、開口亀裂幅 0.3m に至るまでには約 30 年間にわたり微速な地すべりが継続していたものと推定される。

5.2.3 受け盤の地すべり発生機構

新第三紀層の受け盤斜面では比較的地すべりの発生が少ない。これは不連続面となる層理面沿いの強度に比べ岩体そのもののせん断強度がより大きいことにより、受け盤斜面では滑落に至りにくく、このため地形的にも層理面傾斜方向に緩い非対称のケスタ地形を呈していることが多い。

一方、中古生層の受け盤斜面では生成年代が古く、時間経過により層理面での固着強度が強くなっている傾向にある。一方、岩体そのものは亀裂性であることが多いだけでなく、特に付加体分布域ではブロック状の岩体が泥質のマトリックスに取り込まれ、地質生成時代の破碎構造がブロック境界部で著しく、これが地質的不連続面を形成している。このため、受け盤斜面では不連続面沿いのせん断破壊が進行し、岩体が曲げ変形を生じやすい。受け盤斜面の斜面下方における地すべりの初期段階の現象としては、岩体で曲げ変形が生じていると考えられる。また、受け盤斜面は流れ盤斜面に比較すると移動速度、移動量ともに小さい傾向がある。硬質岩で構成される受け盤斜面では破壊までのダクティリティは小さく脆性的な変動となるが、軟質岩で構成される受け盤斜面では破壊までのダクティリティは大きく、延性的な変動となる。

5.2.4 岩質の組み合わせに応じた受け盤の破壊の事例

—— 受け盤構造の軟質岩と硬質岩の組み合わせから構成される A 斜面の例

長大斜面での侵食や掘削に伴う除荷により、等方均質で弾性的な岩盤では除荷の影響はさほど大きくない。一方、岩盤が不均一あるいは異方性を有する場合、異なる力学特性の岩盤が隣接する場合、あるいは顕著な不連続面が存在する場合のような不均質な地質的要素がある場合には、掘削に伴う除荷が非常に大きく影響し、場合によっては変状が生じる場合がある。

掘削に伴う変状は、強度の小さい地層や断層等の不連続面沿いの崩壊だけでな

く、風化岩盤や固結が不十分な地層中に新たにすべり面が形成され崩壊に至るものもある。

A斜面は受け盤構造の砂岩と粘板岩の互層であり、下部に分布する粘板岩が破碎され、受け盤となる層理面方向の強度が小さい異方性を有していた(図 5.14)。

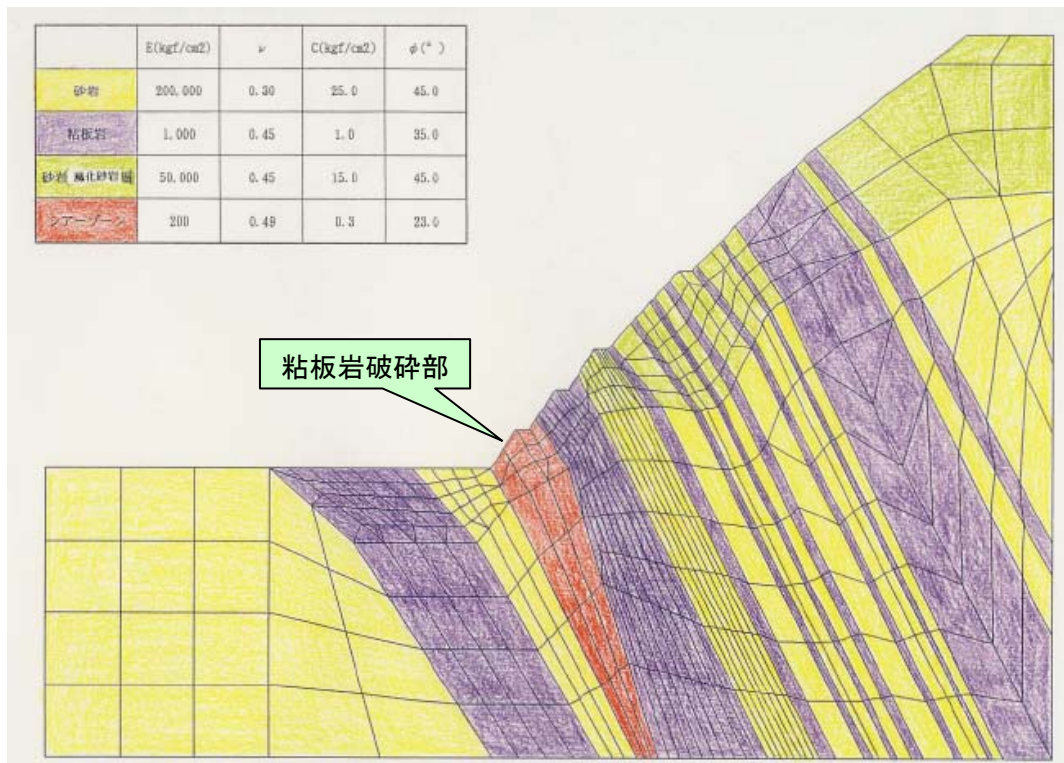


図 5.14 A 斜面の地質モデル



写真 5.3 A 斜面の掘削時の状況

(のり尻の右下がりの黒色部分が変形の大い粘板岩、この上位にブロック上の砂岩が分布する)

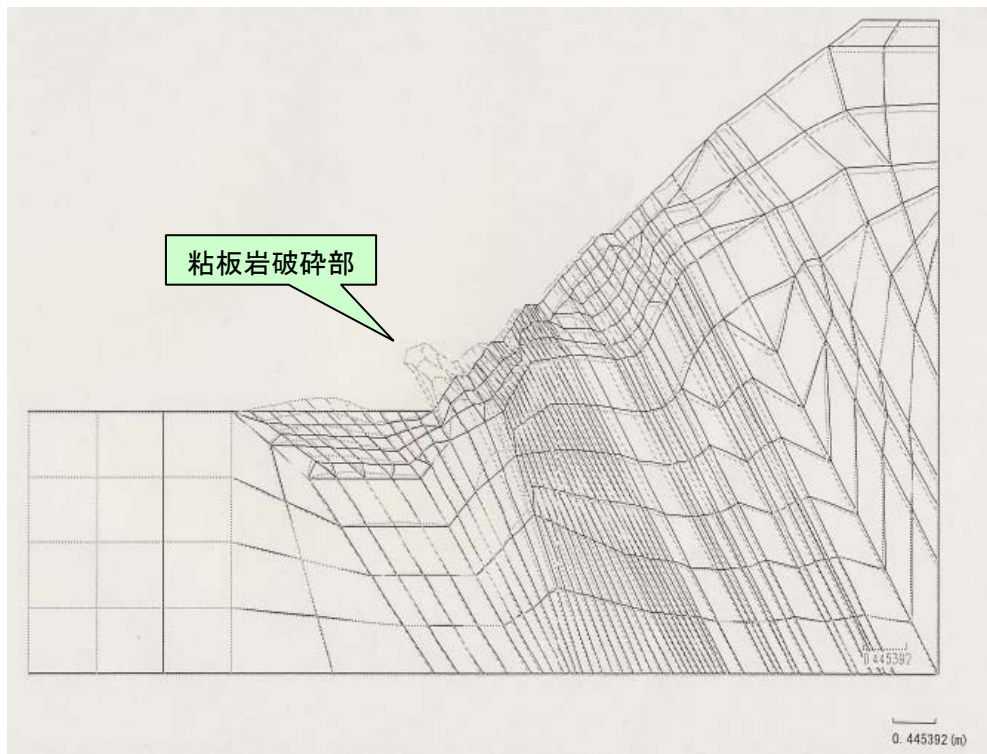


図 5.14 のり面掘削による変形の FEM による逆解析結果

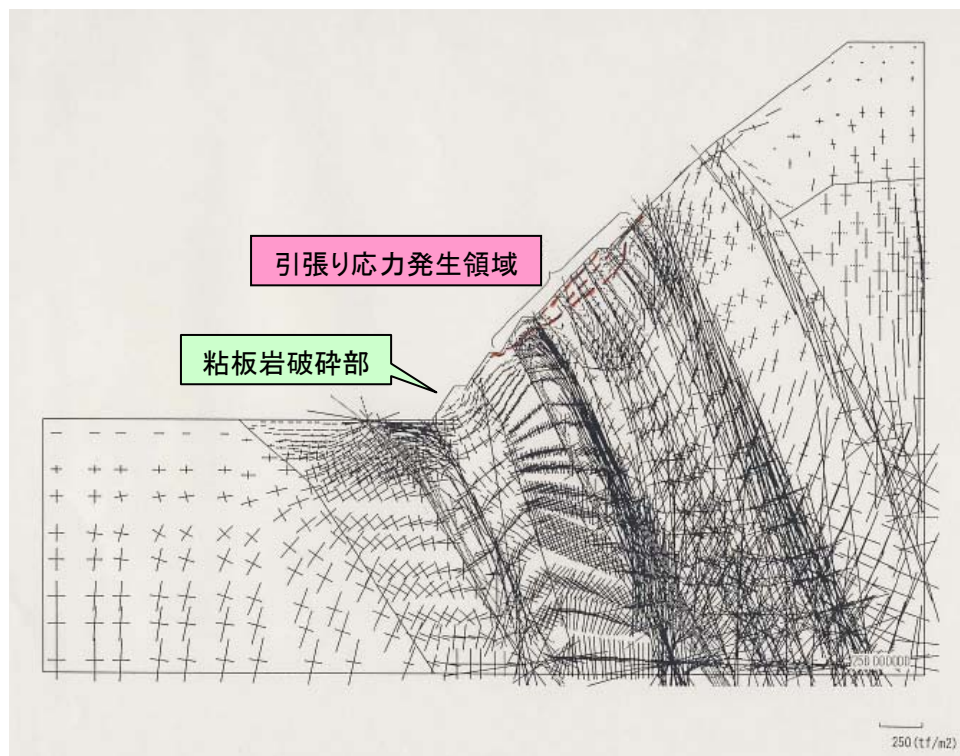


図 5.15 掘削による引張り応力の発生

このため、斜面方向のせん断作用に対しては強いが、斜面に直交する層理面方向では弱いせん断強度となっている。一方、受け盤であるため破壊までの延性が大きいことから、限界ひずみは大きくなっている。

A 斜面の事例は上が硬質岩、下が軟質岩からなる地質構成の斜面が、掘削によってのり尻部に位置した変形性の大きい粘板岩がのり面方向にせり出すことにより、斜面全体が変形したものである(図 5.15)。この変形性の大きい粘板岩破砕部では、岩体がせり出すことにより、グラウンドアンカーがのり面に沈み込んでいる(写真 5.3)。

上部斜面の砂岩分布域にはこれに伴い引張り応力が発生している(図5.16)。

これを模式的に表すと、図5.17のとおりである。

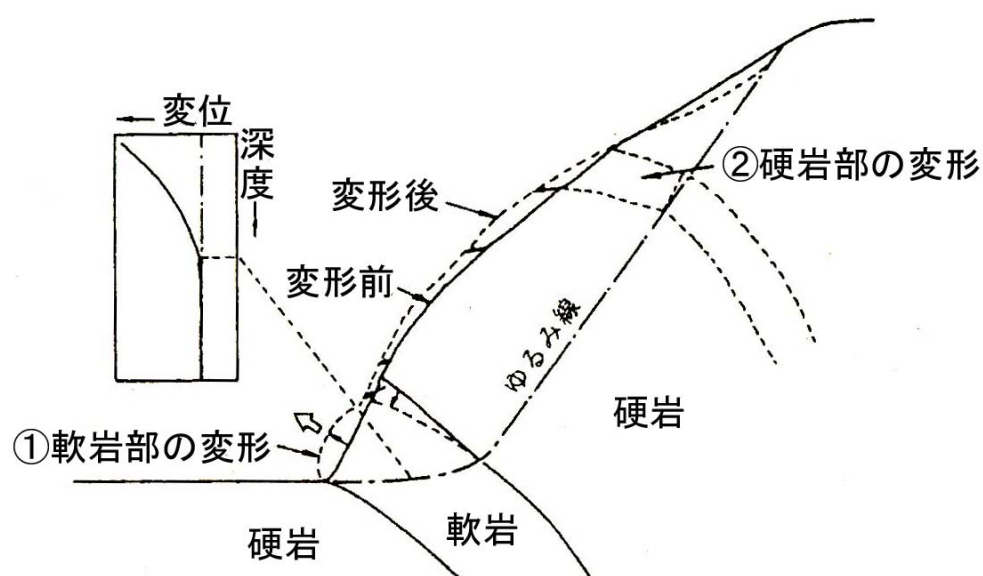


図 5.17 軟質部の絞り出しに伴う上部斜面の変形(中村・小俣ほか, 1996)

のり尻部での粘板岩破砕部の掘削に伴い、斜面の変位はのり尻部から上位標高まで順次伝播し、降雨があったことが原因となって変位量も増大した(図5.18)。しかし、破砕部に押え盛土を実施したことで、のり尻部の応力集中がなくなり、下位標高から順次変位が収束したものである。

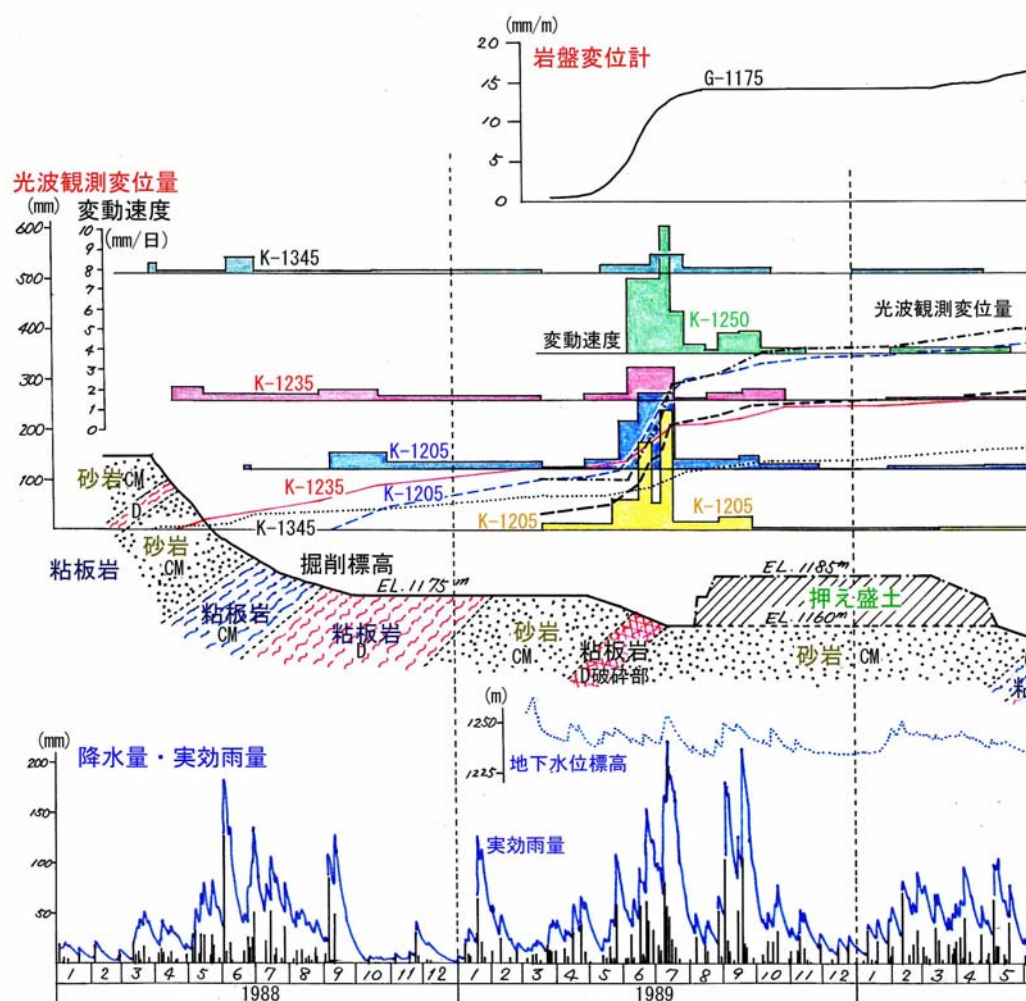


図 5.18 A 斜面の掘削の進捗と計測グラフ

掘削時の A 斜面の中位標高にある調査横坑での地層の傾斜は坑奥(坑口から 36.0m～100.6m の水平深さ)で $60^{\circ} \sim 70^{\circ}$ の受け盤, 坑口付近(坑口から 0m～35.4m の水平深さ)で $50^{\circ} \sim 60^{\circ}$ の受け盤となっており, 掘削時には, 概ね $10^{\circ} \sim 20^{\circ}$ のたわみ性トップリングを残存していたと考えられる。

A 斜面では, 掘削により自然地山の緩みゾーンはほぼ取り去られていたが, 多少残存していたたわみ性トップリング部分が, 自然の侵食作用を短期間に行ったことに相当する斜面の掘削によってゆるんだものである。

計測調査では 4.3 項, 図 4.15a の C 点の強度低下に相当する斜面の変位, すなわち新鮮な岩盤が掘削後にゆるみ, 斜面上方部まで変位が伝播し, その後, 堆積段丘の形成と同じ効果を発揮する押え盛土によって, 徐々に安定化する過程をモニタリングしていたことになる。

5.2.5 受け盤構造の硬質岩から構成されるB斜面の例

(1) 概要

黒部川中流部のB斜面の事例(北陸地方建設局, 1999)は, 花崗閃緑岩の硬質岩からなる斜面の末端部の掘削により, 初期段階の地すべり変動を生じたものである. 節理や断層などの地質不連続面の分布は, 4.2.3項の図4.8のシュミットネット図に示すように, NSの走向で $60\sim 80^\circ$ 山側(西側)に傾斜したA群の受け盤構造が支配的で, これに切断された流れ盤状のB群の節理($N20^\circ E\sim N20^\circ W$, $30\sim 50^\circ E$)などが分布している.

地すべりの履歴がない斜面であるが, 約2万年以前からの氷期, 間氷期を通じた海水面の変動に対応したゆるみや風化が上位の段丘面以高で進行していた. 掘削により斜面下部では受け盤状の不連続面沿いのせん断変形が生じることによって, 受け盤の岩体では曲げ破壊に伴うたわみ性トッピング変形し, これが引き金となって斜面中部～上部の風化層の下面では節理沿いのキンクバンドやせん断性のズレ, 座屈を伴う曲げ破壊などの進行性破壊が伸展した. このため尾根を跨いで幅180m, 長さ350m, 深さ40mの初期段階の地すべりが発生し, 斜面上部で35cm, 末端部で20cmの変位となった. その後, 押え盛土で安定化が図られた. なお, 破壊面にはすべり粘土が介在しておらず, 過去の重力変形に伴うゆるみの下限で変位したものである.

(2) 掘削に伴う現象

変状の発生は, まず掘削法面の変状として現われ, この現象が9月20日～10月15日の短期間の内に調査横坑内の開口クラックなどの地山内部の変状から斜面上部の地表クラックへと進行したと推定される. また, この変動は押え盛土工(換算盛土高230～240m)の施工により, 地山内部の変位および斜面全体の変位がほぼ同じ時期に鎮静化に向かった. これらのことは, 斜面下部の変位が上部斜面の安定性に大きく影響していることを示している. 斜面全体の変状が短期間に発生しただけでなく, 押え盛土の効果が斜面全体に現われたことも考慮すると, 発生した変状は一連の動きによるものと推定される.

斜面内部の破壊面は, 斜面下部でたわみ性トッピングによる引張り破壊と曲げ変形, 斜面中部から上部では一部流れ盤の節理を使ったせん断破壊だが, 概ねキンクバンドや座屈を伴う曲げ変形となる地すべりの初期段階の変形であった. 破壊面はすべり粘土を介在するものではなく, 過去の重力変形による緩みの下面で変位したもので, その緩みの指標は, 自然地下水位が緩みの下面付近にあること, 弾性波速度が2km/s以下と小さいことおよび透水性が緩みの下面をはさんで急変することなどである.

1) 変状の範囲

地表面に発生した開口クラック・小規模崩壊を見ると、B斜面背後の尾根部を越えた位置に明瞭な段差を伴う開口クラックが雁行状に連続していた。この開口クラックより山側には新たな変状はない。この尾根部開口クラックを跨いで設置した伸縮計では、累計150mm以上の変位が記録された(図5.19)

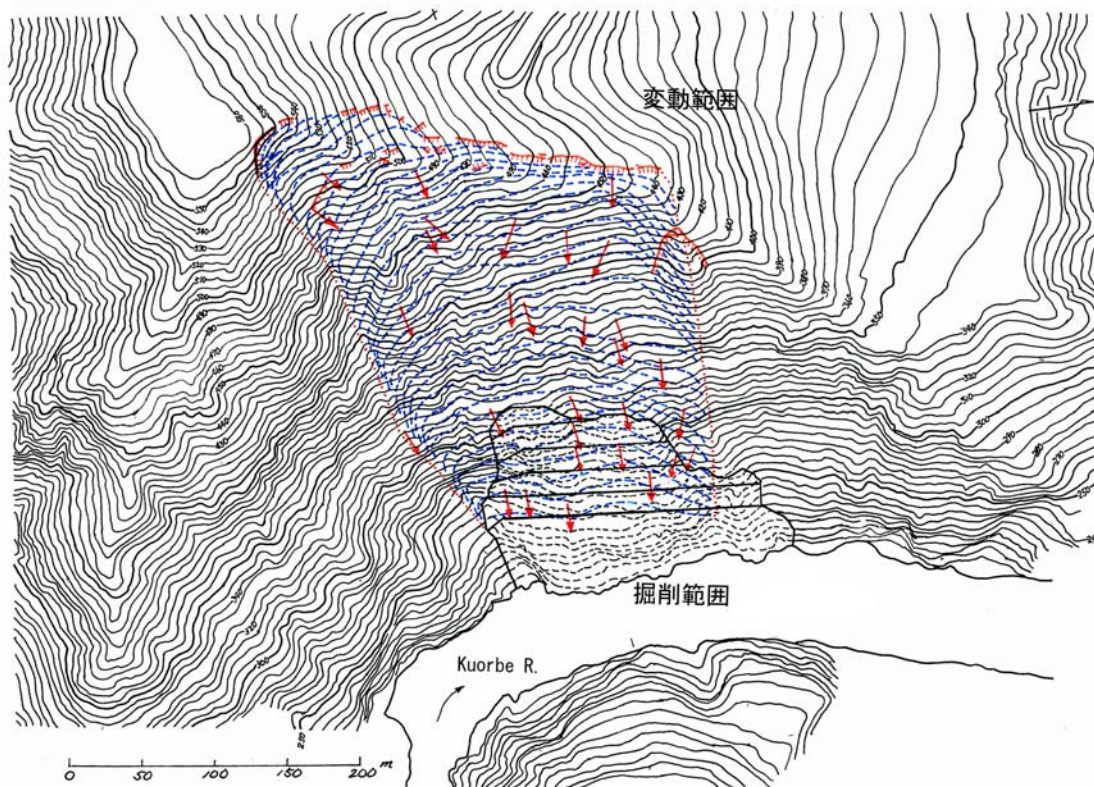


図5.19 B斜面の変状範囲, 変状域下面の等高線と変位ベクトル

2) 変位の計測

B斜面では、変状が認められ始めた平成2年9月21日以降、斜面挙動監視のためにアンカー荷重計、光波測量、孔内傾斜計などで詳細な計測が実施された。計測結果と対策工の進捗については、図5.20に示すとおりである。斜面の変状が発見されてから、緊急に実施された押え盛土工が完了するまでの平成2年9月中旬から10月30日までの期間では、初期の頃は計測器にもかなり大きな変動が観測されていたが、押え盛土の進捗により変動も沈静化する傾向が観測された。

押え盛土の完了後、平成2年10月30日から平成3年4月下旬頃までの降雪期を経て融雪が完了する期間では、斜面変状が急激に減少したことが観測で確認され、融雪の影響も斜面上部でわずかに変動が促進されたただけであった。

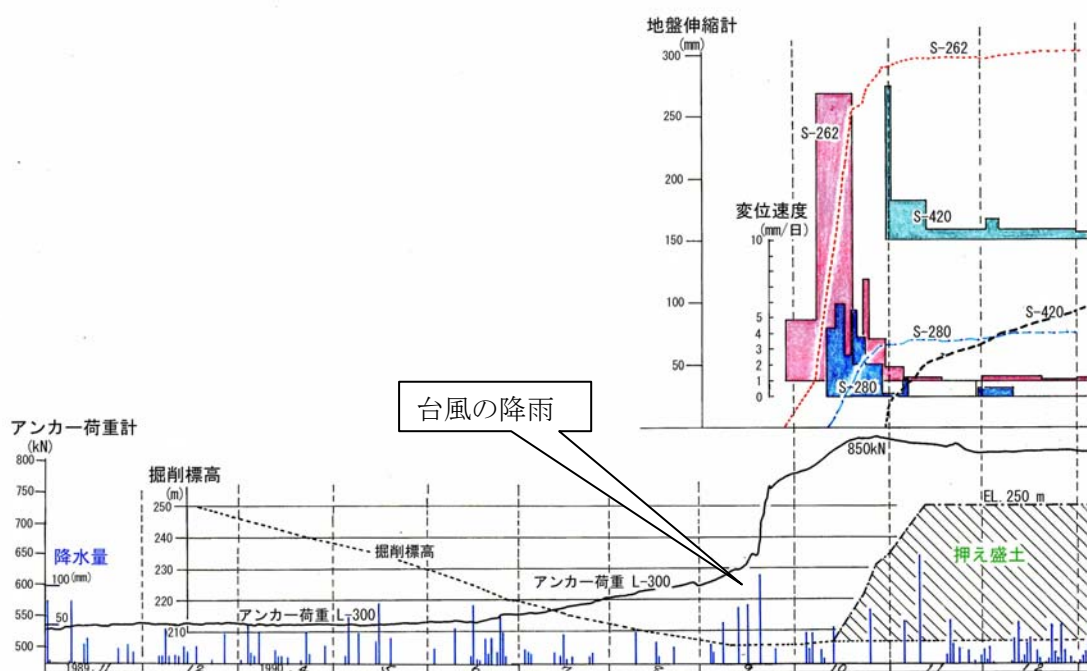


図 5.20 B 斜面の掘削とアンカー荷重および光波計測グラフ

変動の詳細は以下のとおりである。

(平成2年9月中旬～10月30日)

平成2年9月15日の台風による集中豪雨を直接のきっかけとして、既設法面アンカー工のロードセル荷重の増加が認められ、その後、斜面の側縁部等でのクラックが発生し、斜面の変状が顕著となった。ロードセル荷重は、既設各アンカーともほぼ同様な荷重増加を示し、この期間での累計の荷重増加は約150～200kNであった。伸縮計では、斜面の調査横坑内で坑口から22.6～38.7mに設置したNo.3で、この期間での累計で14cm、最大移動速度で6.25mm/日であった。また、調査横坑内の伸縮計の移動量を合計したNo.2では、累計で29cm、最大速度で18.4mm/日であった。地表面の伸縮計で下流側縁部のTS-5(EL=285～297m)では、累計で6cm、最大速度は5.9mm/日であった。対岸からの光波による測量では、ダム軸方向に川側へ20～35cm、上下流方向では下流側に10～18cm、標高では5～10cmの沈下が計測された。水準測量では調査横坑内では1～15cmの沈下を生じており、沈下量は地表(川側)に向かうほど大きくなる傾向を示す。

(平成2年10月30日～平成3年4月下旬):

その後、緊急的な押し盛土工の実施により安定したが、これは間氷期の段丘層堆積に相当すると考えられる。

押し盛土は10月1日から開始され、天端高さ233m付近まで盛り上げられた時点(平

成2年10月30日)で、アンカーロードセル荷重・伸縮計の伸び・光波測量による川側への変位等の斜面変状は急激に減少した。特に、下位標高の調査横坑内の伸縮計では、押え盛土と施工中に6 mm/日の変動速度であったものが、0.2mm/日となり、その後も徐々に小さくなる傾向を示した。

なお、尾根部の地表面伸縮計では、押え盛土施工後も0.2～0.5mm/日程度で比較的緩やかな変動が継続しており、特に融雪量の増加や、多量の降雨により変動は若干促進される傾向にあった。

3) 主たる計測機器の変動状況

i) アンカー荷重計

変動以前のアンカー荷重の微増は、切土掘削標高がEL.230mからEL.220mに達した6月中旬から発生している。この時期は、累計雨量82.5mmの降雨後にあたり、さらに1週間後の累計100.5mmの雨によっても急な荷重増加が見られることより、降雨を誘因とした変状発生であることがわかる。

一方、その後は降雨等に関係なく荷重は単調に増加し、台風による降雨を契機に著しい増加が法面全体で発生した。アンカー荷重計は平均深度20mであり、変状深度よりはかなり浅い位置に定着してあるものの斜面全体のトップリング変位や開口緩みを受け、浅部の変状を反映した荷重増加を示していたものと推定される。

アンカー荷重計は初期の段階から微増傾向や急激な増加が感知されており、変動に対して極めて有効な計測となっていることがわかる。

ii) 光波測距

光波測距は変状当初から広域的に測定され、平面的には図5.19、断面的には図5.21の結果が得られ、上部斜面ではやや下流側を向いた方向に変位しているものの、下部法面部では河道に直交方向に向いている。

標高ごとの光波測量の累積変位の経過を見ると、高標高部から低標高部まで同様な変位量を示しており、ブロックとしてほぼ一体化した変状であることがわかる。また、EL.230mまでは変位が明確であるが、EL.206m河床標高では変位は全く見られず、変状ゾーン下限が明瞭である。

光波測量の変位の傾斜角度を見ると、上部斜面ではほぼ斜面に平行な方向でより大きな変位が生じているものの、EL.300m以下の下部斜面では次第に傾斜角が低角となり変位量も小さく、EL.250m以下ではほぼ水平にせり出している。このことは、変状機構が上部でブロックとしてほぼ一体化した滑りに近い動きを示しているのに比べ、下部斜面ではトップリングによる回転を伴う動きをしているものと解釈される。

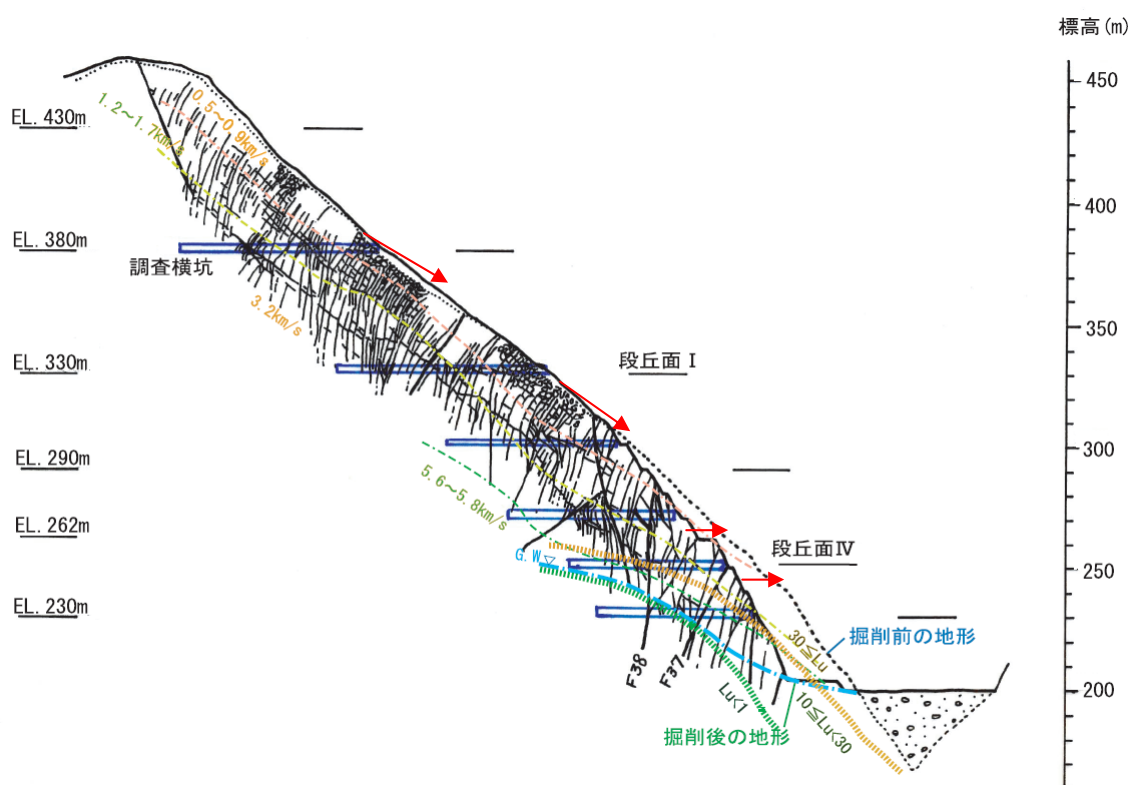


図 5.21 B 斜面の弾性波速度, 地下水位, 変位ベクトル図

iv) 地下水位

地下水位は4.2.3項図4.6および図5.21に示すように、ゆるみの深度である中風化のβゾーン下面付近にあり、降雨直後に若干の地下水位の上昇が認められた。

(3) ゆるみにともなう変状

1) 累積開口量とゆるみの関係

区間開口量を地山深部より累積加算し、深度一開口量の関係をグラフ化し、岩盤の性状が変化する深度、特に緩み一非緩み状態の変化位置を判定した。

累積開口量曲線では、曲線の立ち上がり点は緩み開始深度を意味し、それ以浅の曲線の形態、特に曲線の傾斜、変曲点の有無、もしくは坑口部での開口量累積値といった要素で緩みの特徴を表現することができる。

各坑別の累積開口量について、図5.22に示す。

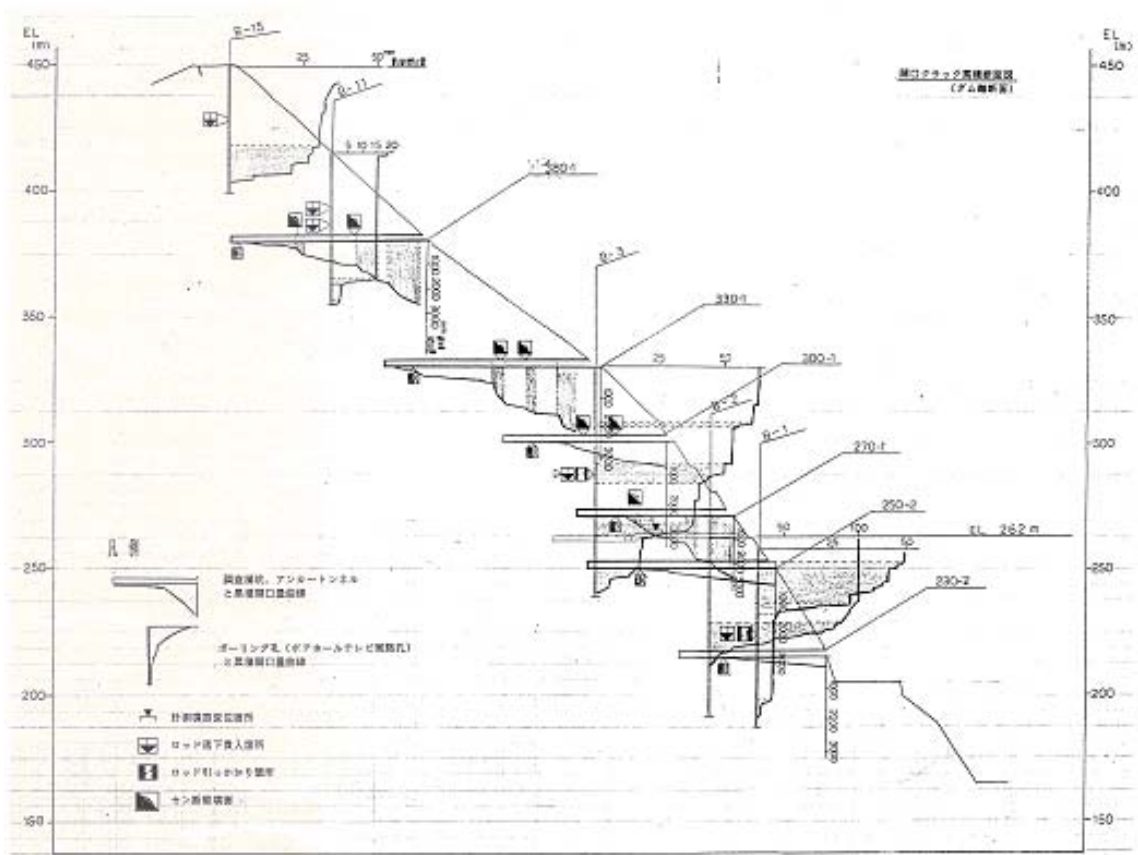


図5.22 B斜面のゆるみ状況を示す亀裂の開口量(北陸地方建設局, 1999)

図5.22の累積開口量曲線の形態は、変曲点が極めて明瞭なEL.330m, 380mの上位標高部と変曲点のやや不明瞭なEL.300m以下の下位標高部に大別される。また、段丘面Ⅰ相当のEL.330m付近ではゆるみ深さが比較的浅くなっており、これは掘削前のゆるみの範囲が段丘面Ⅰを境に異なっていたことを示している。

2) ゆるみに伴う変状の形態

調査横坑のデータから変状の形態は図5.23のようにまとめられる。

(イ)や(ハ)のような受け盤沿いの縦亀裂は、ボアホールテレビで主変位ゾーンの下面よりかなり深部に至るまで開口節理の分布が認められることから、ゆるみ影響範囲が深部まで及んでいることがわかる。

一方、変形形態区分の内の(ロ)や(ニ)の流れ盤断層が確認されている箇所では、開口量の大きい区間と変位ゾーンが一致しない、即ち変位ゾーン内であるにも関わらず明瞭な緩みが認められない。これは、流れ盤断層に沿う滑動では移動体内の相対変位が少なく、移動岩体内にゆるみが発生していないことによると推定される。

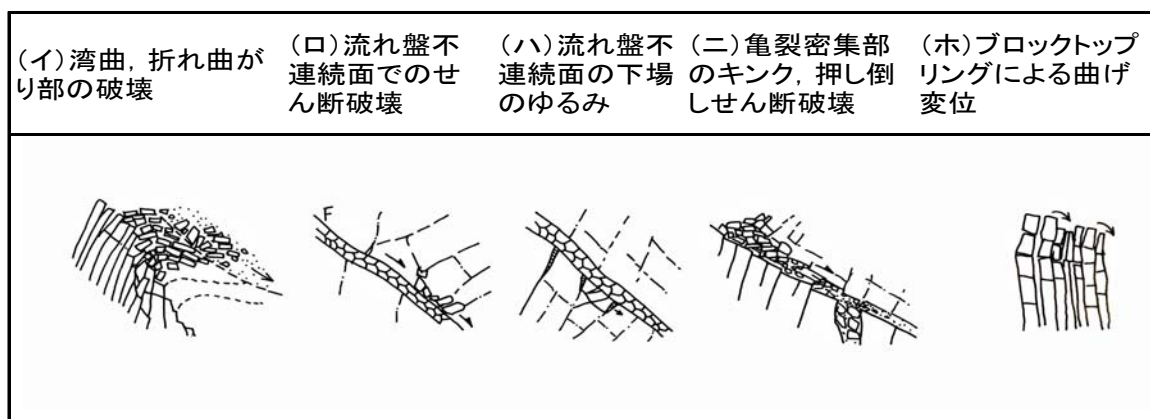


図5.23 変状ゾーン下限の破壊形態(北陸地方建設局, 1999)

3) 風化が進行した上位標高部での緩みの特徴

上位標高部では風化の程度が強く岩盤が劣化しているため(イ)や(ハ)の塑性変形を主体とし、明瞭なせん断面を形成することなく、高角度亀裂の倒れ込みにより変形が進行するため緩みが深部に及び易く、深部からの傾斜変位が集積され地表部の累積緩み量が多い。亀裂系解析結果でも上位標高部では極めて大きな累積開口量を示している。

また、上位標高部の表層10～15m付近に連続する開口量の大きい区間は、横坑では「積み石状」となっている緩んだゾーンに相当し、トップリング変形が特に進行しランダムな亀裂群の開口、亀裂沿いの風化が相まってブロック化した区間となっている。

4) 風化が弱い下位標高部のゆるみの特徴

下位標高部では、風化程度の弱い硬質岩盤を主体とするため、(ホ)のトップリング変形に伴う脆性破壊が発生している。

その代表として、受け盤のF-38断層の山側近傍のEL.270m, EL.250m付近では、深度20m以浅で連続性の良い高角度亀裂の開口により緩みが発生していることが判明したが、これより下位のEL.230mではF-38近傍でもほとんど緩みは認められない。これは、F-38断層近傍ではEL.230mを下端とする高角度亀裂のトップリング的な変形により緩みが発生しているためと考えられる。

5) 透水性状と変状深度

岩盤斜面では、透水性は割れ目系に依存している。割れ目の要素としては、

- ①割れ目系開口幅
- ②割れ目間隔(密度)
- ③割れ目の連続性または長さ

などがあげられ、特に①は応力依存量であるため、岩盤の緩み領域の把握に有効である。

ゆるみゾーンの深度を把握するため、変状前後の調査ボーリングのルジオンテスト結果を比較すると、斜面掘削前の調査ボーリングによる20Lu以上の高透水ゾーンと2Lu以下の低透水ゾーンの境は明瞭で、斜面にほぼ平行に直線状に連なり、河床EL.205m以下でその勾配が緩くなる分布を示す。

掘削に伴う変状後に実施した調査ボーリングの結果では、高透水ゾーンと低透水ゾーンとの境界は、地表面からの厚さでみると、掘削前は高透水ゾーンが厚さ30～35mにあったものが、変状発生後は厚さ40～50mと10m程深くなっており、変状の発生に伴い、緩みゾーンが深くなっている。

これは、掘削が氷期の河床低下に伴う下刻時に相当するとすれば、物理的風化に相当するゆるみが河床低下に応じて深くなったような現象であるといえる。

6) 変状の発生順序と押え盛土による変形の停止

変状の発生は、まず掘削法面の変状として現われ、この現象が9月20日～10月15日の短期間の内に調査横坑内の開口クラック、のり面のPCアンカーの荷重増加といった地山内部の変状から斜面上部の変状クラックへと進行したと推定されるが、押さえ盛土工(換算盛土高230～240m)の施工により、地山内部の変位および斜面全体の変位がほぼ同じ時期に鎮静化に向かい、安定化している。

掘削時に下部斜面の変位が短期間に発生し上部斜面に波及したこと、および押え盛土の効果で下部斜面が安定した後に標高380m以高上部斜面で僅かながら変位が残ることなどは、斜面下部の変位が上部斜面の安定性に大きく影響していることを示しており、発生した変状は一連の変動で主な変位ブロックは一体となっていると推定される。

7) 斜面形成過程に関わる風化・緩みゾーンの状態と変形の形態の分布

変状現象は、ほぼ岩盤の風化状況と対応する領域で発生している。

変動の発生した風化緩みゾーンは以下の3つの領域に区分され、これは段丘形成過程に密接に関係している。

γゾーン) EL, 330～350m以高のもとと風化緩みが進行していた上部斜面(段丘面Ⅰ以上の斜面)

βゾーン) 250～350m間の岩盤の緩みは軽微であるが開口クラックの存在する中部斜面(段丘面Ⅰ～Ⅳの斜面)

αゾーン) 250m以下の風化緩みゾーンが少なくなる下部斜面(段丘面Ⅳ以下の斜面)

変状深度や変形形態の分布を検討すると、地山の風化や緩みの状況など、斜面

形成過程に関わる 4 つの領域で変状機構の特徴が各々表れている。各標高の水平断面図(4.2.3 項図 4.7, B 斜面水平断面図)でみると、緩み個所の水平深度はいずれもほぼ等しく斜面に対してほぼ平行な連続性をもって分布している。また、ゆるみ岩盤最深部深度分布を比較すると、標高ごとにいずれもほぼ等しい深度に位置している。ゆるみ岩盤の最深部は下部～中部斜面(EL.230m～300m)では深度 40m～50m 付近、上部斜面(標高 330m～380m)では深度 40m～50m 付近にあり斜面勾配とほぼ等しい 40° ～ 50° の傾きを示すとともに、地下水位線ともほぼ平行になる。

標高毎の変状機構は以下のとおりである。

①最上部～頭部斜面(強風化マサ状風化ゾーン/EL.450m以高)

標高EL.450m付近に黒部川の下方侵食速度の違いがあり、これ以高ではゆるやかな下方侵食作用により物理的風化作用が進み、表層にはマサ状強風化ゾーンを残している。

この最上部斜面では深部まで重力変形に伴う倒れ込みや折れ曲がってずれたせん断破壊が見られる。その変位量は掘削に伴う変位量よりはるかに大きいことから、段丘面形成時からの川側への緩みおよび変形が進行していたことが推定され、掘削に伴うEL.330m以下の中～下位斜面の変位に追従する形でさらにゆるみが促進されたものと解釈される。

横坑内で観察された緩み形態は、主にたわみ性トップリングの開口や湾曲、折れ曲がりなどが観察され、縦亀裂から流れ盤節理への階段状の乗り移りや、流れ盤上部のブロック背面に発達する引っ張り亀裂なども観察されており、②の上部斜面で見られた変状形態と同様なものであり、主な変状機構は②の上部斜面と一連のものと解される。

②上部斜面(強風化ゾーン/EL.450m～ 350m付近)

EL.450m～350mまでは急速な下方侵食により形成された斜面で、亀裂沿いのみで褐色酸化が進んだ亀裂性岩盤が分布している。上部斜面では、卓越する受け盤節理がもともと重力により傾動しており、岩盤全体のゆるみが著しい。また、標高 380mレベルでは深部にたわみ性トップリングによる節理の湾曲、及び折れ曲がりが存在する(図5.23の変形形態(ニ))。孔内傾斜計のデータを見ると、せん断的な変動箇所は認められないが、調査ボーリングでは掘孔時のロッド落下貫入が多発し、縦亀裂系の開口緩みが認められている。

このほか浅い変状箇所や上流側の斜面では低角度流れ盤シームによる節理のせん断破壊(図5.23の変形形態(ハ))が認められる。

EL.430m以高の最上部斜面と同様に、岩盤全体が重力変形による緩みを発生させており、中～下位斜面の変位に追従する形で塑性変形的な変位が生じ、倒れ込みや折れ曲がり部がずれるせん断破壊などによる弱層部が階段状に連続してい

る。

③中部斜面(中風化ゾーン/EL.350m～ 250m)

中部斜面では、縦亀裂がキンクし、せん断面が形成されつつある所(図5.23の変形形態(ニ),図5.24)や低角度シーム周辺でゆるみ、クラックが発生している(図5.23の変形形態(ロ))所があり、さらに流れ盤状変状箇所が縦亀裂沿いに川側の岩体を押し倒し、歪みが縦亀裂に乗り移っている状況などが観察される。変形形態別に区分すると、上流側では流れ盤シーム沿いの変状、下流側では縦亀裂のキンク状座屈、これらが進行したせん断破壊もしくはトッピング性の開口クラックが発達している。また、孔内傾斜計データでもせん断的な変動を示す箇所が存在している。岩盤状況は、割れ目沿いの酸化変色が認められる所があるものの岩質自体は堅硬であり、風化ゆるみゾーン内でも割れ目の密着した新鮮岩盤状の所が存在している。

歪みは流れ盤様のせん断部から縦亀裂沿いに階段状に乗り移りながら、全体に連続性を有し、幅をもった歪集中部(せん断帯)を形成している。



図5.24 縦亀裂のキンク、折れ曲がりの状況(寺杣, 照屋原図)

④下部斜面(弱風化ゾーン/EL.250m～ 210m)

下部斜面では、一部に存在する流れ盤緩傾斜の不連続面沿いの緩みもあるが、全体としては縦亀裂の開口(図5.25)が主体であり、孔内傾斜計のデータでは明瞭な変動箇所は認められていない。

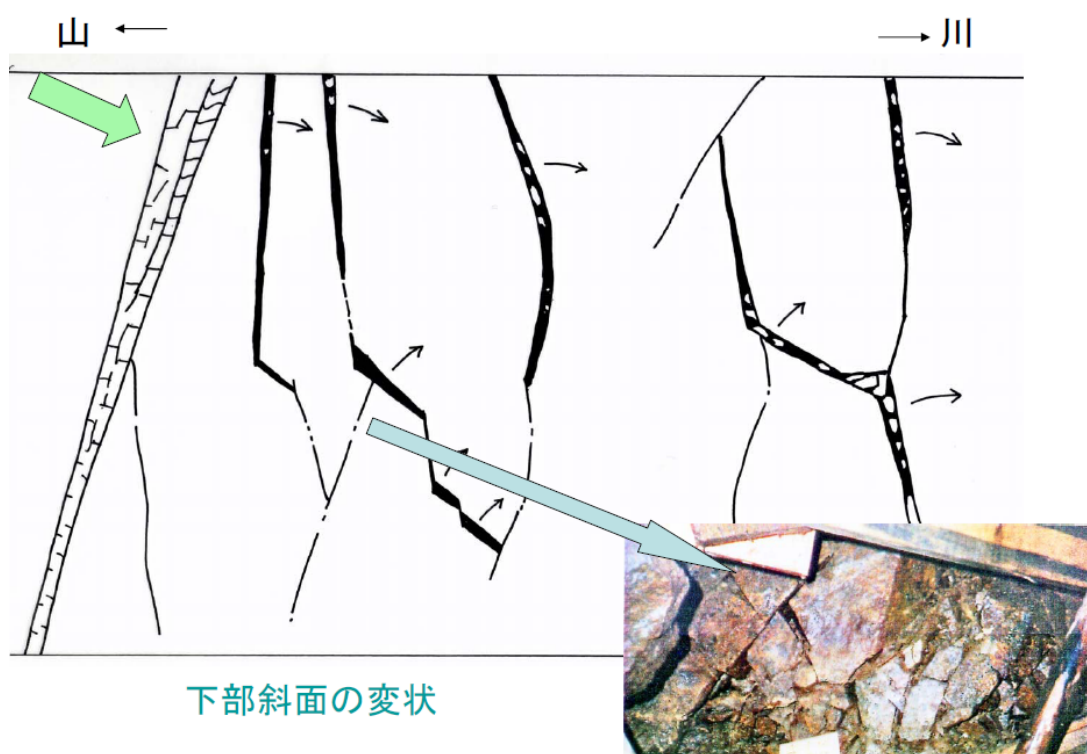


図5.25 縦亀裂の開口状況(寺杣, 照屋原図)

また、岩盤状況は、主に縦亀裂沿いの風化変色および緩みが存在するものの、概ね弱風化～新鮮岩であり中～上部斜面で見られるような著しい緩みは少なく、受け盤断層(F37～F38)の川側でわずかにゆるみが進行している程度で、調査ボーリング深度40m付近には岩盤の透水性境界(20Lu以上→0Lu)がある。変状が発生した当初から、上～中部斜面に比べ変位量は小さく、変位方向は掘削法面に向う水平な変位であった。なお、標高205m以下に実施した調査ボーリングでは、河床では特に斜面と連続するようなゆるみ箇所は認められていない。

掘削法面、EL.210～215m間には、図5.26のようにトップリング性開口縦亀裂の根元でせん断性の緩傾斜の流れ盤沿いに変位が乗り移り、さらに川側の縦亀裂に階段状に乗り移り、川側の岩体が押し倒されるように開口緩みを発生させている状況が観察され、主変状ゾーンの末端に相当するものと判断された。

上～中部斜面からの作用力により下位斜面全体としては卓越する受け盤の縦亀裂のトップリングに伴う開口クラックが生じ、そのトップリングの下端標高はEL.210～215m付近である。局所的に縦亀裂の根元がせん断破壊し、低角亀裂沿いに縦亀裂変位が前方縦亀裂に乗り移っているものの、岩盤全体がせん断されている状況にはなく、変状ゾーンが連続するまでに至っていない。よって、押さえ盛土が標高220m～230m付近に達した時に全体の変位が鎮静化したのは、変位ブロック末端のトップリング変位の支点にあたる部分を抑さえたためであると解釈される。

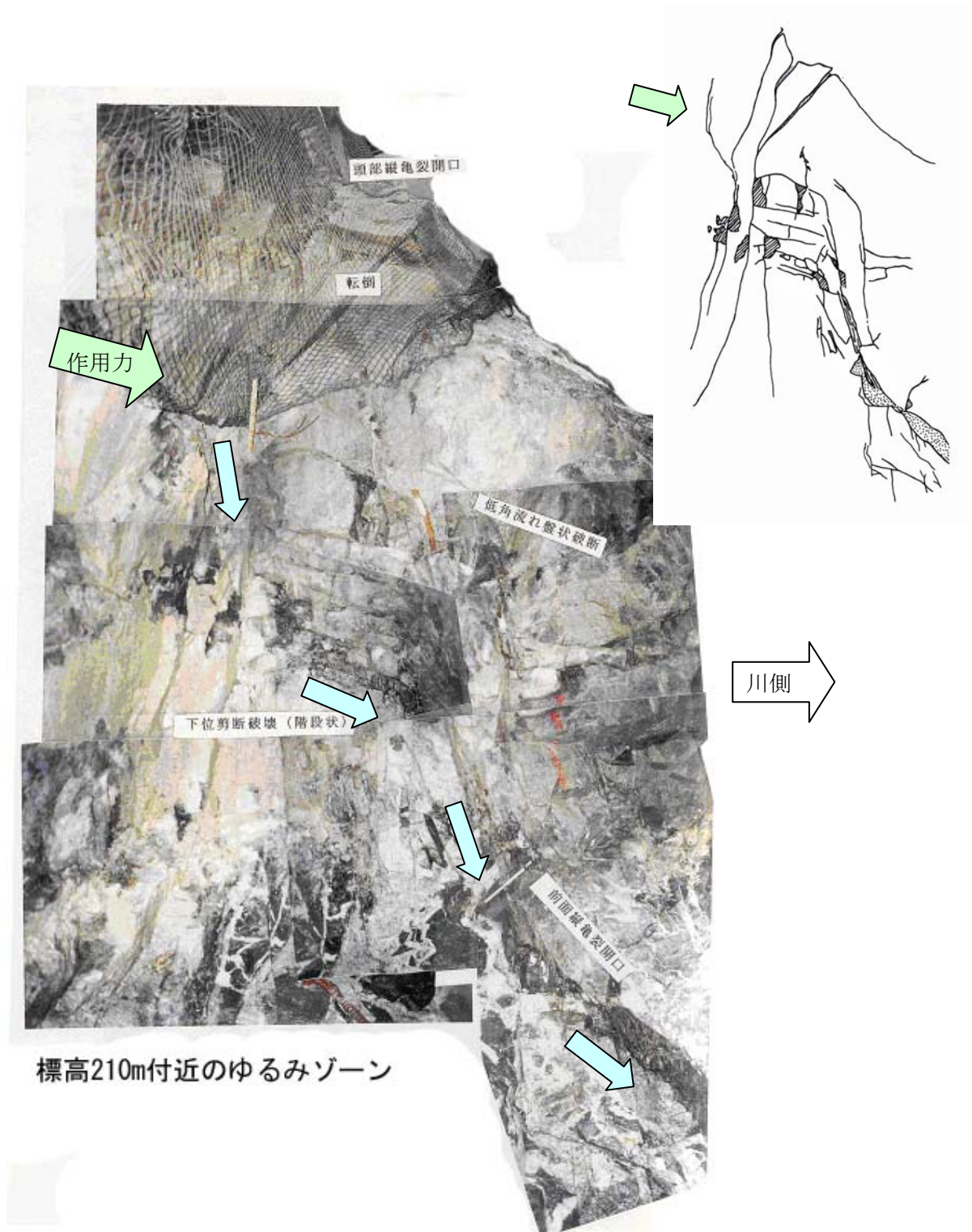


図 5.26 斜面下部の破壊面の乗り移りの状況

(4) 発生機構

1) 素因と誘因

B斜面で発生した斜面変状は、下部斜面のトップリングによる若干の変位に追随する形で中～上部斜面で変位が発生したが、この変位は単純な一枚の面構造により発達したものではなく、複雑な形態の組み合わせによりある幅をもったゾーンとして弱層部が形成されたものと考えられる。

斜面変状の素因として以下の項目が上げられる。

- ① 段丘面形成過程からの風化・緩みが斜面全体に残存していた。
- ② 地質構造的にはN10° ～20° W/70° ～80° W方向の受け盤急傾斜節理あるいはこれと同センスの断層系が卓越しており、たわみ性あるいはブロックトップリングが発生しやすい状況にあった。そして、連続性は良くないが低角度シームや小断層が流れ盤状で分布する所もあり、これらはすべり面となる構造である。
- ③ 地下水が豊富にあり、発達する割れ目中の充填物を流出させ、岩盤の緩みを助長していた。

また、斜面変状の誘因としては、斜面下部の掘削により斜面の力学的バランスが変状した時に、台風の降雨による地下水圧の増大で斜面の力学的安定が損なわれ岩盤の緩み、及び卓越する急傾斜受け盤状の各種分離面のトップリングが発生したことが推定される。

2) B斜面の変状機構

EL.450mより上位の斜面は緩慢な下方侵食作用により、風化が進み、上部～中部斜面形成時には重力変形による緩みや変形が進んでいた。

上部斜面では深部でたわみ性トップリングによる倒れ込みや折れ曲り部のせん断破壊が見られ、段丘面形成時からの緩みや変形が進行しており、掘削に伴う下方斜面の変位に追随する形で更に緩みが促進された可能性がある。

上部斜面も急速な下方侵食後は亀裂沿いに風化が進行し、段丘面Ⅰ—Ⅳ形成時には重力変形により川側への緩みや変形が進行した。上部斜面は、下部掘削に伴う下方斜面のトップリング等による変位に追随する形でさらに緩みが促進され、深部でたわみ性トップリングによる倒れ込みや折れ曲がり部でのせん断破壊が発生した。尾根付近の斜面もこの様な上部斜面の変位に追随して緩みが促進され変位が生じ、倒れ込みや折れ曲がり部の剪断破壊などの歪み集中部が階段状に連続した結果、上部の斜面が一体化し、一連のブロックとして変位がさらに促進された。

中部斜面では、全体としては上流域で見られるような低角度シームをすべり面とする変形と、下流域で見られる縦亀裂の倒れ込みによる低角度せん断面及び座屈の発生、引っ張りによる開口クラックの発生とが組み合わさって変状が発生したと推定され

る。主たる変位面を形成する低角度シーム(FN)、あるいは剪断面が卓越する縦亀裂沿いに乗り移っていく階段状構造の変形形態(イ及び(ニ)が観察されており、変位ゾーンは側方へも階段状に連続するものと思われる。その規模は、横坑内で観察される規模の2～3m程度のものから最大でも坑一坑間規模の20～25m程度と推定される。

下部斜面では連続性の良い低角度シーム及び割れ目が存在せず、全体としては岩盤固有の節理あるいは断層等分離面の中で急傾斜受け盤状のものがトップリングにより変形しているがせん断面は形成されていない。

不連続な細かい流れ盤状のものがトップリングにより変形しているのが観察され、EL.215～210m付近で地表に達するような階段状せん断箇所が局所的に形成されている。それはトップリング板状岩盤の根元の折れ曲がり箇所では階段状剪断破壊が発生し、末端部のトップリング緩みをさらに促進させている。これは、押さえ盛土による抑止効果がそのトップリング始点標高を越えた時期(EL.220m～230m)より抑止効果が表れてきたことと調和的である。

斜面変状は上部斜面のクリープによる変形が進行していた状況で、下部斜面の堅硬部の切土施工と集中豪雨による斜面深部の地下水位の急激な上昇により支持バランスがくずれ、下部斜面のトップリング変位にひきつづき、中～上部斜面の変位が追随し、全体の変状ブロックが一体化して変位が促進された。変位面は複雑な変形形態の組み合わせにより、ある幅を持ったゾーンとして形成されつつあったが、下部斜面では連続性を有するまでに至らず、岩盤すべりの初生段階にあったものと考えられる。

これを模式的に表すと、図5.27のとおりである。

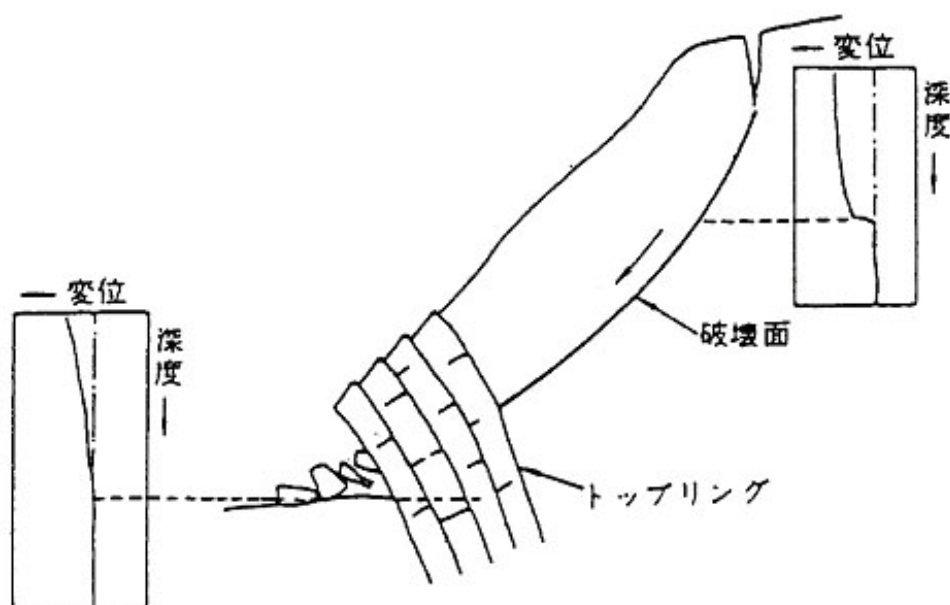


図 5.27 下部斜面のトップリングに伴う上部斜面のすべり破壊

3) 黒部川の地形発達史と斜面変状

斜面変状の発達機構を、黒部川の地形発達史と斜面変状形態から図5.28のように推定した。

〔Ⅰ〕海水準が一定で比較的安定していた時期

侵食基準面(海水面)の停滞時期で、河川の側方侵食と河床の堆積が進行し、山腹斜面の緩斜面化が進んだ(標高350～330m付近の段丘面Ⅰの形成)。

この時期には、降水量が多いことにより、主に化学的風化作用が進行した。地質構造的成因による高角度受け盤の断層・節理や低角度流れ盤などの不連続面はすでに形成されていたが、斜面勾配が緩くなることから、トップリング等による岩盤の物理的な緩みは相対的に小さかったことが推定される。

〔Ⅱ〕急激な河床低下の時期(ウルム氷期に海水面が低下に向う時期:2万年以前)

海水面の低下と陸地の隆起により相対的に侵食基準面が低下した時期で、河川の下方侵食による急激な河床の低下が生じ、攻撃斜面である左岸のB斜面では削剥が進行し急斜面となった。この時期に上方斜面での重力変形や下方斜面での斜面沿いのシーティングジョイントなどの物理的風化が進行した。

一方、この時期には降雨が少なかったことから、上方斜面での化学的風化は鈍化した。なお、河谷の下方侵食作用は途中2度の小休止期をはさんで進行したと考えられ、この休止期に標高260m付近の段丘面Ⅲが形成された。

〔Ⅲ〕下方侵食作用が続行し河床面が低下した時期(ウルム氷期の海水面低下時期:2万年前)

河床面はさらに低下して河床標高は、EL170m付近まで達した。この時期には、イ)柱状または受け盤状板状岩体の川側への折れ曲がり破壊、ロ)流れ盤の不連続面沿いのせん断破壊、ハ)節理面密集部における変位量の少ないせん断破壊などによる重力変形が進行した。

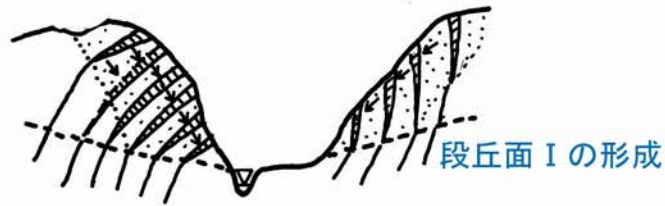
〔Ⅳ〕比較的河床の安定した時期(現在、完新世)

後氷期に海水面が上昇し、侵食基準面が比較的安定した時期で、河床の堆積と攻撃斜面である左岸側のB斜面での側方侵食が進行した。この時期は降水量が多いことから化学的風化は進行したが、河床堆積により物理的風化は進まず、斜面全体としては安定していた。

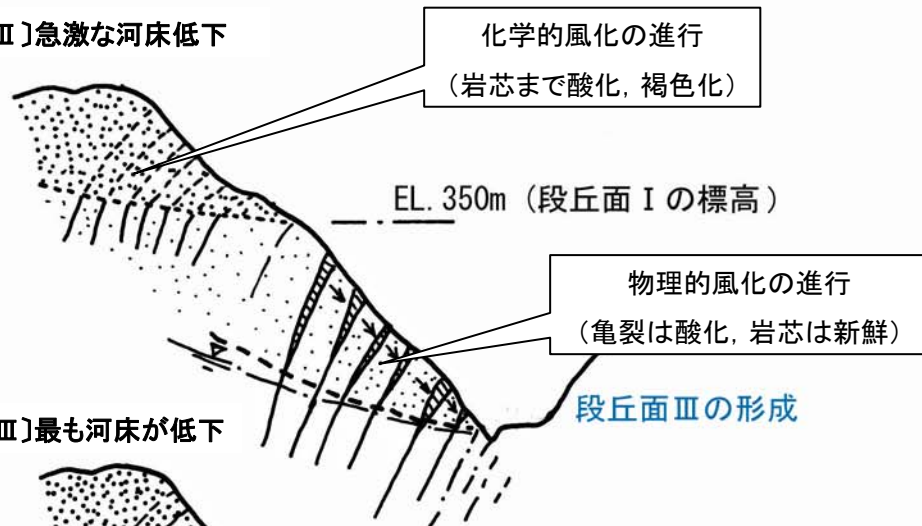
〔Ⅴ〕B斜面の変状の発生

斜面下部の掘削と集中豪雨による地下水位の急激な上昇で、下部斜面の岩盤でトップリング的変形が進行した。この下部斜面の変位に追従して中部・上部斜面のせん断や曲げ破壊に伴う変形・変位が発生した。これらの変形・変位は、単純な一枚の面構造に発達したものではなく、幅を持った弱層部でキンクバンドやズレなど複雑な形態の組み合わせにより生じた。

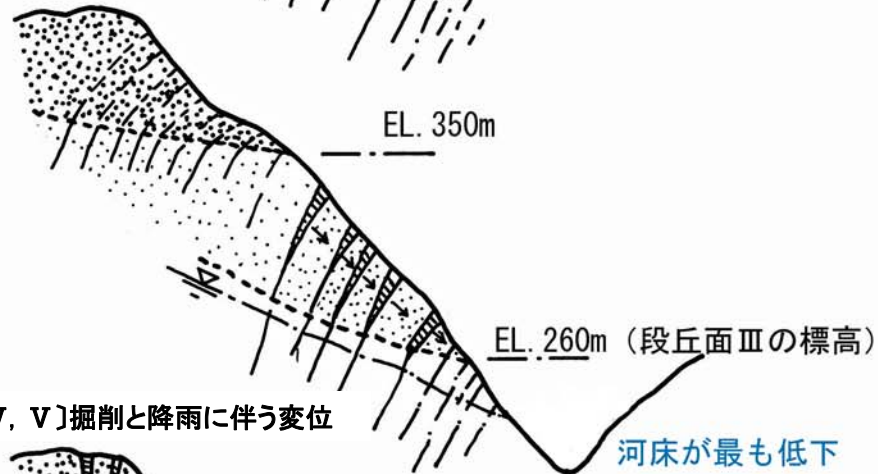
〔Ⅰ〕海水準が一定で比較的安定



〔Ⅱ〕急激な河床低下



〔Ⅲ〕最も河床が低下



〔Ⅳ, Ⅴ〕掘削と降雨に伴う変位

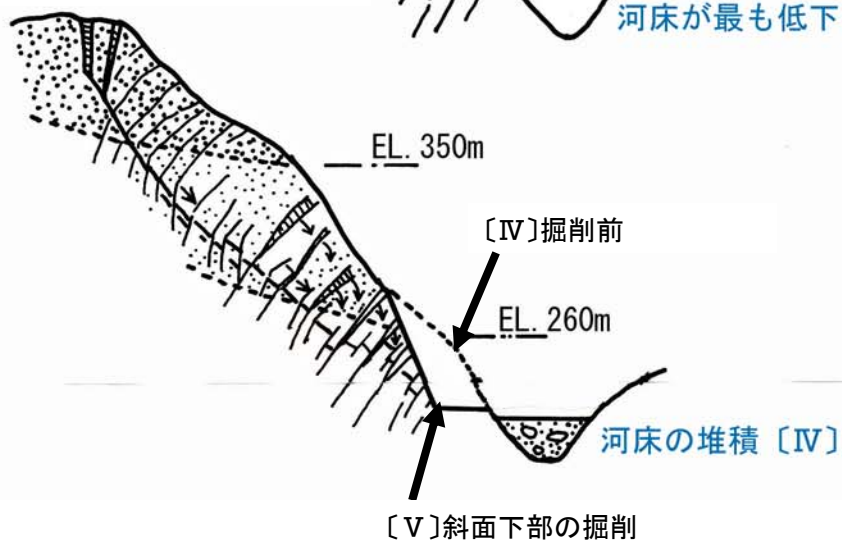


図 5.28 B 斜面の変状機構モデル

5.3 変形・ゆるみの進行から地すべりの発生に至る岩盤斜面の変化

5.3.1 斜面内の潜在的な地質不連続面

岩盤斜面内の破壊面やすべり面の形成に先立つ潜在的な地質不連続面は、連続性のよい以下のものがあり、いずれも、地下水分布を規制したり風化の進行にも関わり、強度的な弱面となっている。

1) 地層形成時の不連続面：

堆積岩地帯での層理面，変成岩地帯での片理面，火山岩地帯に見られる伸長裂か性の柱状節理・板状節理等の冷却ジョイント，熔結部・非熔結部の境界，付加体堆積物のブロック岩体と泥質岩からなるマトリクス境界などがある。

2) 構造運動や破砕作用に伴う不連続面：

断層やせん断性の節理等．せん断応力により生じた節理は，断層よりは連続性に劣るものの共役な関係の節理系を形成し，不連続面の入り方に強い方向性を有する岩盤（強度異方性岩盤）を形成している。

3) 花崗岩等の塊状岩体に見られる除荷に伴う不連続面：

シーティング（地表面にほぼ平行する節理）のほか，変形を伴わない割れ目などでも連続性のよい不連続面がある。

5.3.2 岩盤斜面の変形と破壊

(1) 岩石供試体の破壊

1) 岩石の脆性：

岩石供試体の圧縮試験と引張試験における応力—ひずみ曲線を図 5.29 に示す。圧縮・引張とも最大応力に達した直後に瞬時に破壊し，大きな塑性ひずみの増加が見られない，すなわち岩石は脆性であるといわれる。一軸圧縮強さ q_u と引張り強さ（tensile strength） st との比 $Br = q_u / st$ は脆性度（brittleness）と呼ばれ，引張り強さが一軸圧縮強さの約 1/10 と小さいのも岩石脆性の大きな特徴であるが， Br の大きいものほど小さいひずみで破壊しやすい。

q_u が 100MN/m² を越す硬質岩では $Br = 50 \sim 65$ ，軟岩で $Br = 3 \sim 11$ ，コンクリートで $Br = 8.5$ ，沖積粘土，洪積粘土で $Br = 5 \sim 6$ の値が得られている。

ただし，普通の状態で脆性破壊する材料も，高压のもとでは延性破壊をするようになる。その極端なケースは地殻変動における岩石の褶曲である。定性的には土でも同様であり，土のダイレイタンスーが拘束圧によって大きく変わる現象と類似している。

2) 岩石のクリープ現象:

また、脆性領域でも、一定応力に対してひずみが時間の経過とともに増加するクリープ現象も知られている(図 5.30)。脆性領域での岩石のクリープ現象は、微小破壊の発生と微小クラックの成長あるいは応力腐食による既存クラックの成長に伴って起こり、それによる体積増加すなわちダイラタンシーの発生で3次クリープ段階に入り最終的な破壊に至ると考えられる。

3) 破壊時の AE 発生:

クリープ時の微小破壊音(AE)の測定も行われており、最近ではAEの震源決定も精度よく行われている。AE測定によると、遷移クリープ(1次クリープ)段階でAEは、空間的に一様ではなく、局所的に発生しており、いくつかのAE集中領域が存在する。定常クリープ(2次クリープ)段階ではAEの活動が盛んになる領域と活動が衰える領域が存在し、全体としてAE活動は定常的となっている。活動が盛んになっている領域でのAE活動が加速され、領域が広がると加速クリープ(3次クリープ)となり、最終破壊に至る。

4) 岩石供試体の破壊機構

供試体レベルで観察されるこのような破壊機構は、以下のように考えられている。

岩盤の連続した割れ目(地質的な不連続面)とは別に、緻密に見える岩石のものの中にも、鉱物粒子の粒界や粒内に潜在クラックと呼ばれる微小な割れ目が存在する。これは岩石の生成時ならびにそれ以降の地殻変動時の温度と圧力の変化によって生じたもので、収縮、気泡、変形、破壊など様々な成因が考えられる。

引張荷重下では図 5.31(c)のように、水平方向の潜在クラックの先端から水平方向のクラックが発生し、この部分の応力集中が継続するため、そのままクラックは伸展を続け、引張形式の供試体破壊に至る。また、拘束圧のない一軸圧縮状態の岩石供試体では、図 5.31(a)のように載荷方向と約 30° をなす潜在クラックの先端付近から、引張応力集中によるクラックが発生し、その付近の応力集中の再配分に従って、次第に載荷軸と平行な方向にクラックは伸展し、やがてその場の応力と平行して停留する。載荷重が増加すれば、載荷軸方向のクラックは伸展し、上下のクラックと連結して縦割れ形式の供試体破壊に至る(図 5.32)。

(2) 岩盤斜面の破壊機構

以上の供試体での破壊機構(図 5.33)から、自然斜面における亀裂の発生についても同様に考えられる。

すなわち、地形的に侵食が進行し、オーバーハングが形成されたり突出した岩体や、比較的急峻となった岩盤斜面では、自由面である斜面方向に重力によって徐々に傾き、斜面上方では引張状態での引張り亀裂が発生する。斜面下部では上方からの岩体の荷重を受けて、斜面方向での拘束圧がない一軸圧縮状態となっており、とく

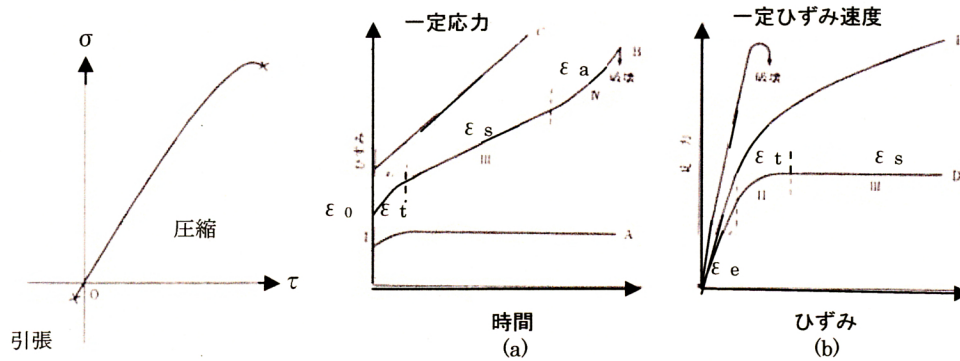
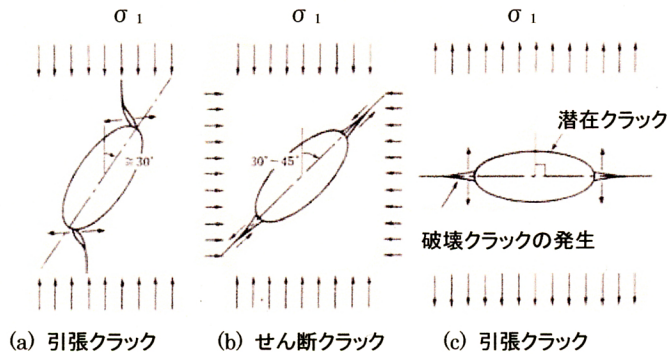


図 5.29 岩石の応力-ひずみ曲線(日本材料学会, 1993)

図 5.30 クリープ試験のひずみ-時間関係の典型例(a) 定ひずみ速度試験の応力-ひずみ関係の典型例(b) (日本材料学会, 1993)

ϵ_0 : 瞬間ひずみ
 ϵ_t : 遷移クリープひずみ
 ϵ_s : 定常クリープひずみ
 ϵ_a : 加速クリープひずみ
 ϵ_e : 弾性クリープひずみ



(一軸下で優勢, 封圧により抑制) (封圧下で優勢)

図 5.31 潜在クラックの破壊形式 (日本材料学会, 1993)

図は楕円形状が理解しやすいように描いてあるが, 実際はほとんど線状に近い扁平楕円形。

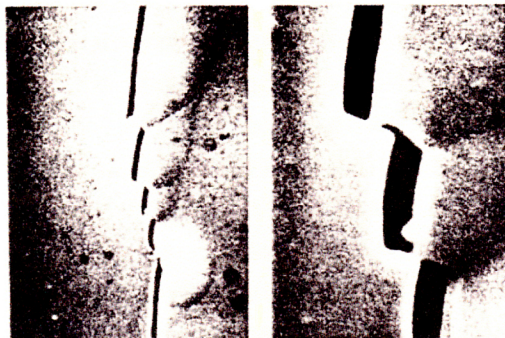


図 5.32 エシェロン状クラックの連結(日本材料学会, 1993): 鉛直方向に一軸圧縮下, クラック幅 $0.3 \mu\text{m}$. 右側の写真は左側の写真の中央部拡大写真

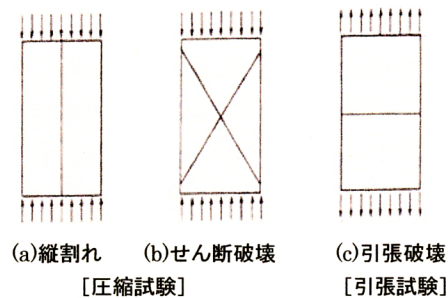


図 5.33 脆性破壊の形式

(日本材料学会, 1993)

に地質的な不連続面が無くとも, 载荷方向である重力の方向と平行な引張破壊を示

す縦割れ亀裂が発生する。この亀裂は一定の応力下でも、時間の経過とともに伸展するが、降雨後、融雪時等に含水比の上昇で岩体の荷重が増加したり岩盤の強度が低下すると、斜面上部の引張り亀裂や斜面下部の縦割れ亀裂は急速に伸展し、地山との分離が進行してゆく。この際、金属疲労に似たビーチマーク、シェブロンパターンを形成する。付着部分の引張強度で全岩体の荷重を支えきれなくなる程、分離が進行すると一挙に破壊する。この際、リバーパターンと最終破断面を形成する。

一方、傾斜が比較的ゆるい岩盤斜面で発生する地すべりでは、斜面下方での曲げ破壊が進行することによって変位が斜面上方に伝播し、斜面上方ではその変形量が累積し大きくなることによりせん断破壊が発生する。このせん断破壊面が重力の作用で時間の経過とともに拡大し、最終的に降雨、斜面下方の侵食や切土、地震などにより地すべりを発生する。

5.3.3 地すべり・崩壊に先立つ岩盤斜面のゆるみの進行

1) 岩盤斜面のクリープと破壊面の形成：

硬質な花崗岩でも、一定の荷重を加えられていると、長期間には次第に変形が進行し、クリープ(2次クリープ)が生じることが知られている。岩盤斜面では、侵食等による地形の変化とともにゆるみが伸展し、これに伴って地下水が浸透し、さらに強度を低下してゆく。斜面内部ではクリープに伴う破壊面が徐々に形成されてゆき、クリープした岩盤の深さは数十 m から、広さ数 km² で数百 m の深さにまで及ぶことがある(千木良, 1992)。

繰り返し運動した地すべり地では、地下深部の地すべり移動層の下面に脆弱なすべり面が広く形成されている(たとえば小俣, 2003 など)。

一方、変形量が少なく地形的にも不明瞭な岩盤斜面のすべり面の顔付きは、必ずしもすべてが粘土化したものではなく、破片状、キンクバンド、折れ座屈等の曲げ破壊面となって粘土を介在していない例も最近報告されている。

また、岩盤斜面での長大のり面の掘削工事後、暫くたってから地すべりが発生する例もある。このようなことから、層理面や断層等の初生的な地質不連続面に加えて、長期的な「山体のゆるみ変形」およびこれにともなう2次的な破壊面も、岩盤斜面でのすべり面・剥離面形成の素因と考えられる(中村, 1984)。

2) 岩盤斜面の塑性変形とゆるみの進行：

岩盤斜面は岩の供試体と同様に、短期間の応力に対しては弾性体的な挙動を示すが、長期間の応力に対しては塑性体的な変形も示す。山体は長期的には隆起運動や河川等の侵食作用を被り、特に溪流部では急激な下刻作用を受ける。この結果、山体の下方部が削られるために山体のバランスが崩れ、斜面は削られた方向に向かって次第に重力作用で塑性変形を生じゆるみが進行する(渡, 1992. 図 5.34)。

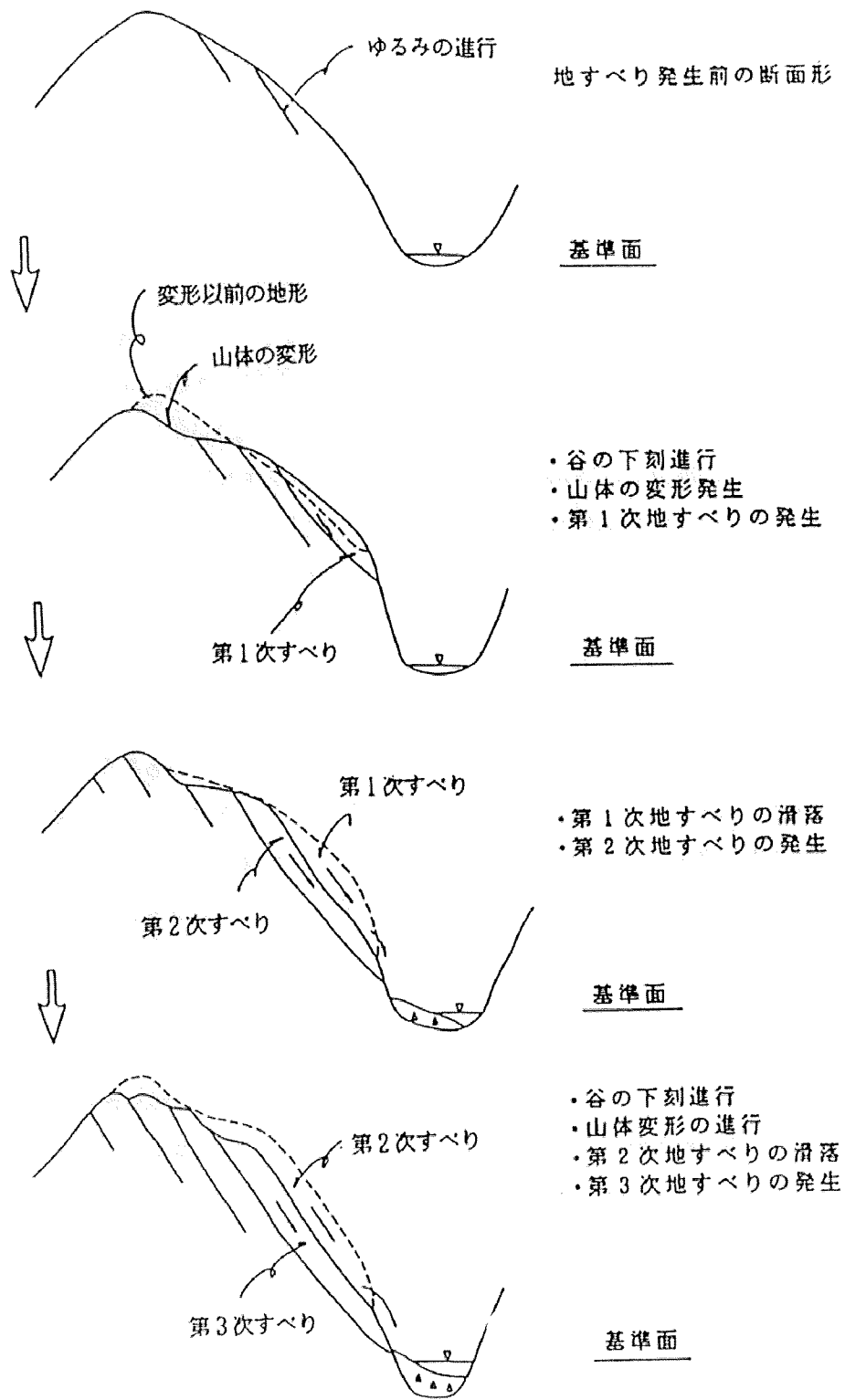


図 5.34 山体の変形と地すべりの発生(渡, 1992)

山体下方の斜面末端部には応力が集中することから、この部分に脆弱な岩盤が分布するような場合や河床近くで斜面勾配が急になっている場合等には、変形量はさらに大きくなる(A 斜面の事例参照)。

3) ゆるみの進行時期:

このような曲げ破壊に伴う「ゆるみ」(Sackung)の変位は、地表付近で大きく、深くなるほど次第に減少する漸減的な分散したひずみとして、斜面にほぼ平行な範囲に発生する(Zischinsky, 1966. Ter-Stepanian, 1974. Radbruch-Hall, 1978)。河川の下方侵食の進行に応じてゆるみも深くなるが、段丘面の形成にあずかるような河川侵食作用が停滞した時期には、風化が進行するだけでなく、この河川横断形に対応した特定の深度以浅での地山のゆるみが進行する。

4) 岩質とゆるみの進行:

地山の塑性的な変形やゆるみの進行は、岩盤斜面を構成する岩石材料の変形性や強度により異なる。

塑性変形を起こしやすい変形性に富む軟岩、すなわち生成年代の比較的新しい第三紀層等の地質や破碎を受け著しく風化が進行し土砂に近い状態となった地質からなる斜面では、構成岩盤の強度も小さいため破片～粘土化を伴いながら、比較的速やかに地形の変化に構成岩盤の変形が追随し、ゆるみの下限は河床付近に至る。

一方、脆性が強く変形しにくい硬岩、すなわち生成年代の古い中古生層等の硬質な地質からなる斜面では、片状構造が発達し異方性を有する岩盤や亀裂がよく発達した場合を除き、構成岩盤の強度が大きいため、ブロック化するものの一般に地形の変化に構成岩盤の変形が追随しにくく、ゆるみの下限は河床より高い位置に留まる。

5) 変動帯や付加体におけるゆるみ:

また、日本のように地質学的に変動帯に属する地域にあつては、地層形成時の層理面以外に構造運動や破碎作用に伴う断層や節理、変成作用に伴う片理面、四万十帯等の付加体形成時における圧縮応力場での破碎部(シェアーゾーン)等の不連続面が内在しているため、これらが弱面となってゆるみが進行しやすい。とくに、変成岩地帯や中古生層分布地域で片状構造が発達したり混在岩で構成される地域では、強度異方性を有する地質が挟在する斜面が多く、ここではクリープやゆるみが進行しやすいため、地表部の走向傾斜が斜面内部の地質構造と全く異なることがあるので注意する必要がある(千木良, 1985. 平野, 1995. 小俣, 2005b. 図 5.35, 5.36, 5.37)。

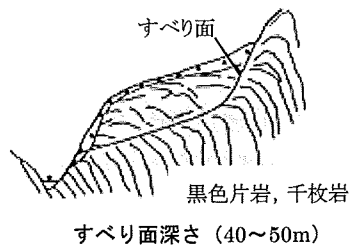


図 5.35 結晶片岩地帯における岩盤地すべりの例 小俣(1995)

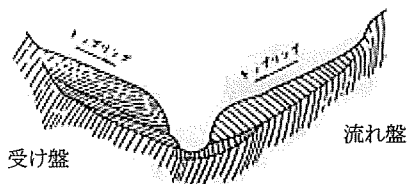
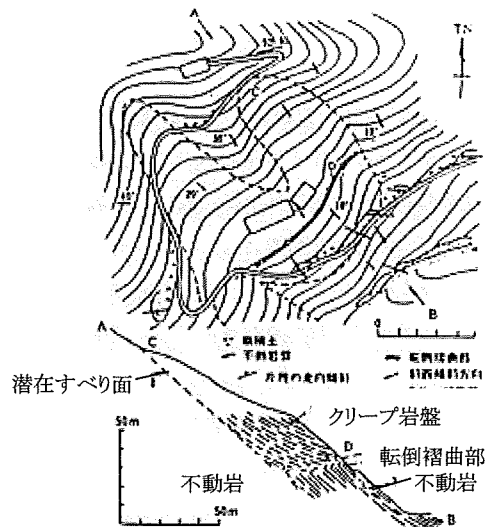
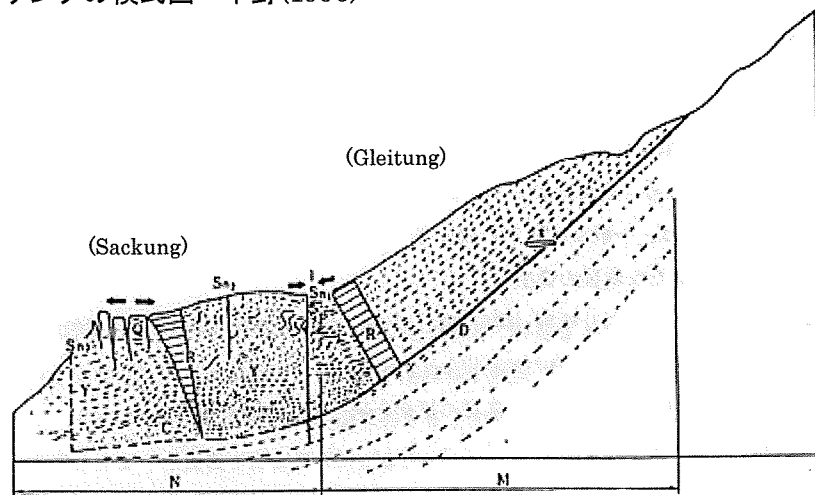


図 5.37 急傾斜した層状または片状岩盤における斜面のたわみ性トップリングの模式図 平野(1995)



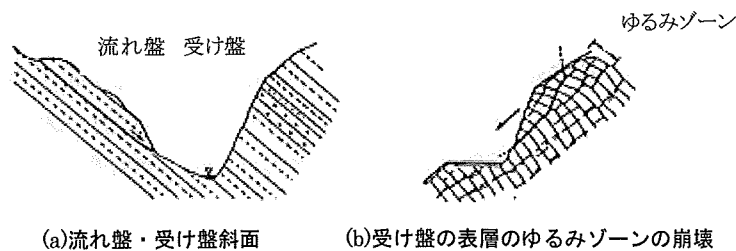
岩盤クリープ性転倒褶曲のルートマップ(上)と地質断面図(下)

図 5.36 成層岩のクリープの事例 千木良(1985)



Y 岩盤の層理の傾向 P 圧縮帯 Q 引張帯 R 速度分布 Sn 調査ボーリング孔 I 調査横坑 M 主として起動力の働く区間 N 主として抵抗力の働く区間 C 進行性破壊の働く区間 D すでに生じているすべり面
地すべりの概略の断面図, 矢印は速度分布を示す。

図 5.38 岩盤斜面の地すべりににおける Sackung と Gleitung Muller(1964)



(a)流れ盤・受け盤斜面 (b)受け盤の表層のゆるみゾーンの崩壊

図 5.39 流れ盤と受け盤構造 土木学会(1994)

5.3.4 岩盤斜面の破壊面・すべり面の形成

1) ゆるみからすべり面への移行:

地質が脆性の強い硬質な岩盤からなる斜面の場合は、塑性変形が進行すると変形量の小さいうちに岩の破壊が起こりやすく大崩壊となるが、粘性を有し塑性の大きい岩盤からなる斜面の場合は、当初から特定の破壊面を形成するのではなく、分散した曲げ破壊に伴うひずみである「ゆるみ」(Sackung)を生じ、斜面の一部が膨れ出したり、この上部が凹んだりするいわゆるクリープ運動を起こす。侵食の進行、谷壁の崩壊、時間の経過等によりクリープが進むと、その曲げ変位が斜面内でより脆弱な、層理面・断層等の地質不連続面、泥岩凝灰岩等の破壊しやすい地層、付加体の破碎部(シェアゾーン)等の部分に選択的に集中して、最終的には限られた破壊面に集中したせん断破壊としての「すべり」(Gleitung)に変化するといわれている(Ter-Stepanian, 1974. 渡, 1992)。

2) すべり面の形成:

このような破壊面は、河川の侵食下刻作用が進むにつれてより深い位置にその数も増え、谷の下刻や時間の経過とともに次第に斜面内部で伸展する。このうち斜面の表層部付近にできた最上階の破壊面はクリープを続けるうちに低角度の断層によく似た性状で斜面全体に広がり、ついにはせん断変位を伴うすべり面が形成される。なお、この曲げ破壊 Sackung とせん断破壊 Gleitung の現象はその過渡期においては同一斜面内で共存して、頭部がせん断破壊 Gleitung、末端部が曲げ破壊 Sackung となり、末端部ではトップリングや小規模な崩壊が発生する(Muller, 1964. Broilli, 1967. 図 5.38)。

このように地すべりや岩盤崩壊の運動は、逐次破壊的(progressive)なもので、すべり面となる可能性のある不連続面や破壊面の全般にわたって最初からせん断破壊が同時に発生するのではなく、むしろ破壊面沿いに重力に伴う曲げ変位やせん断変位が時間の経過とともに進行し、局部的な破壊域から広い範囲に伝播するものと考えられる。また、変位の進行に応じて雨水、地下水も浸透しやすくなり破壊面の物理的・化学的性質も変化して、場合によっては粘土鉱物も生成されすべり面となる(玉田, 福田, 1991)。

5.3.5 岩盤斜面の地すべり現象の進展

1) 地すべり現象の進展:

段丘面に対応するゆるみ程度の違いに応じて最上階の地すべりが滑落すると、その下部の第2階の破壊面が次第にすべり面に進化する。そしてさらに深部の破壊面

が続いて生成される。ちなみに付加体の地質から構成される大規模な地すべり斜面では深さ方向に数階の変位面が観測されることがある。地すべり地帯の山体の変形をこのように解釈すると、地すべり面が緩傾斜であること、階段状のすべり面を持つ地すべりの存在、流れ盤斜面以外にも地すべりの中の約40%が受け盤の斜面に発生している事実、稜線の背後まで亀裂が及ぶ地すべり運動の存在等も、変形にともない山体内部にできた数階建ての破壊面が広範囲に分布している結果と考えられる。また、変形性の大きい地層が分布する第三紀層等の地質や、大きな地質構造線に沿った破碎地帯に地すべりが多く発生することも、以上の過程で破壊面が形成されやすい地質的条件を備えているためと考えられる。

2) 流れ盤のすべり:

層理や片理、断層等の初生的な地質不連続面が斜面に対して流れ盤となる岩盤斜面では、地形の変化に不連続面沿いのゆるみ変形が追従しやすく、早期にせん断破壊 *Gleitung* の現象に移行しこれがすべり面となって層すべりを発生する。

3) 受け盤のすべり:

受け盤となる岩盤斜面では、ゆるみが地形の変化に追従しにくい、長期的にはクリープが徐々に進行し、流れ盤斜面に比較してより深い深度まで曲げ破壊に伴うゆるみ (*Sackung*) が及び、潜在的な破壊面は斜面と平行に発達し、特に亀裂性の岩盤ほど多く内在している(芥川, 1983)。最終的には斜面全体がせん断破壊 *Gleitung* に変化してすべりが発生する。

4) すべり面の形状:

岩盤斜面における初期段階の地すべりのすべり面は、不連続面沿いやゆるみに伴う破壊面沿いにせん断変位が発達するため、土質斜面と異なり、地すべりの主働部分や受働部分の破壊面以外では一般には円弧状にならない(図 5.39)。

なお、過渡的な形態として、上部ではすべり破壊 (*Gleitung*) となっても下部では緩んだ曲げ破壊 (*Sackung*) の状態に留まっているような、すべり面が斜面全体に伸展していない緩んだ岩盤や、深層部のクリープ変形を受けた地域での初生的な地すべりの発生もある。

5.4 第5章のまとめ

第5章では、斜面内部の長期にわたるゆるみが地質不連続面でのすべりに伴って生じること、すなわち流れ盤斜面ではせん断破壊により、受け盤斜面では曲げ引張り破壊により生じていることを事例で精査し、地すべり現象が活発化する前には、斜面内部で変位の伝播とこれに伴う進行性破壊が生じていることを検証した。さらに斜面計測事例によって、地すべり発生の直接的な原因が河川侵食、降雨、地震、斜面末

端部の掘削・湛水などであり、地すべり発生までの塑性変形量は地質構成による脆性や延性の違いに依存していることを整理して示した。

参考文献

- 1) 多賀直大, 田山聡, 奥園誠之, 矢木沢孝哉: 長期追跡調査による切土のり面の風化の進行と安定性, 土と基礎, 39-6, pp41-47, 1991
- 2) 鷹取正顕・田中 靖・大前智敬: 浦山ダムの堤体掘削に伴う堤敷岩盤の挙動特性について, 大ダム, no.143, pp64-74, 1993) 鹿島・熊谷・日本国土建設共同企業体: 奈良俣ダム工事誌, pp.9.1-9.48
- 4) 中村三郎, 小俣新重郎ほか; 地すべり研究の発展と未来, 大明堂, pp.166-171, 1996
- 5) 北原義浩ほか: 軟岩堆積斜面掘削の変形挙動の実測結果と数値解析結果との比較, 第13回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp61-65, 1980) 地盤工学会; 切土ノリ面, pp.110-112, 1976
- 7) 宮川紀与則: スレーキングの激しい軟岩基礎に建設された城川ダムの施工について, ダム工学vol. 8, no. 2, pp. 135-141, 1998
- 8) 新城俊也ほか: 島尻層泥岩地帯における切土斜面の設計の現状と問題点, 土と基礎, vol.31, no.1, pp.111-116
- 9) 奥園誠之; 切り取りのり面の設計から維持管理まで, 鹿島出版会, pp.25-29, 45-48, 57-65, 1983
- 10) 奥園誠之; のり面, 斜面防災における技術的問題点とその対策, 建設工事に伴うのり面崩壊・地すべり対策講習会講演資料, 土質工学会, 1993
- 11) 土木学会; 岩盤斜面の安定解析と計測, 1994
- 12) 奥園誠之; 切り取りのり面の風化とその対策, 土と基礎, vol.26, no.6, pp.37-44, 1978
- 12) 千木良雅弘; 風化と崩壊, 近未来社, pp.107-152, 1995
- 13) 奥園誠之: 切り取りのり面の風化とその対策, 土と基礎, vol.26, no.6, pp37-44, 1978
- 14) 関陽太郎; 建設技術者のための岩石学, 共立出版
- 15) 千木良雅弘; 災害地質学入門, 近未来社, 1998
- 16) 千木良雅弘; 結晶片岩の岩盤クリープ(その2)ー岩盤クリープ性地質構造ー, 応用地質, 26.67-79
- 17) 新潟県(1984): 新潟の地すべり, 新潟県, 212p.
- 18) 福本安正(1980): 新潟県の地すべりと地質および地質構造の関係(1), 地すべり, vol.17, No.3, pp.1-11.

- 19) Fujita, T.(1980):Slope Analysis of Landslide in Shikoku, Japan, Proc.2nd Inter. Cong. ISL,2, pp.169-174.
- 20) 北陸地方建設局黒部工事事務所(1999):宇奈月ダム左岸斜面技術報告,
276p.

第6章 岩盤斜面の地すべりの初期段階における減災—リスクマネジメントの提案

岩盤斜面における地すべりや崩壊は、降雨、地震、河川侵食、掘削などを直接的な誘因として発生することが知られている。

第4章に述べたように初期段階の地すべりや崩壊が発生した岩盤斜面では、過去に段丘面が形成された更新世の氷期から風化帯やゆるみ域が継続して形成されており、ここに降雨、侵食や掘削などの直接的な誘因が加えられることによって変位が顕在化し、地すべり等の発生に至ったと考えられる。

また、第5章では、ゆるみ域が地すべりに移行する初期段階の発生機構が、岩質や地質構造に応じて異なること、すなわち軟質岩からなる斜面では流れ盤状の不連続面沿いのすべりが発生しやすく、硬質岩からなる斜面ではこれに加えて受け盤であっても、岩体の曲げ引張り破壊を受けることによって階段状のすべりやトップリングを発生することを示した。

岩盤斜面の地すべりや崩壊の被害を防ぐためには、対象となる斜面のどこ(where: 場所)が、どれくらいの規模(what)で、いつ(when: 時期)破壊し、どの程度まで(whom: 影響範囲)到達するか、また、なぜ(why: 原因)破壊するのか、どのように(how: 形態)破壊・被災し、どの程度の被害損失(how much: リスク)を生じるのかといった5w2hを示す一連のシナリオを予測できることが必要である。

このうち、場所whereおよび規模whatについては第4章で、形態howについては第5章でおおよそ考察できた。しかし、規模の詳細、原因why、時期when、影響範囲whomおよび被害損失の大きさhow muchなど、特に氷期から軽微に変位が継続する斜面で、いつ地すべりが発生するかなどについては、一般に事前の調査計測などが十分に行われないこともあって不明な点が多い。

このような不確実性があるため、対象とする岩盤斜面で予想される被害をすべて決定論的には特定できない。

このため本章では、不確定な事象を対象に被害リスクを最小にするリスクマネジメントの手法を岩盤斜面の地すべり対策にも利用することを提案した。すなわち、斜面調査や崩壊履歴の調査によって対象とする岩盤斜面に潜在するあらゆる種類のハザードを抽出し、これらの発生にともない想定される複数の被災シナリオをイベントツリーで整理・分析し、各シナリオにおける保全対象への影響をリスクマトリクスで評価して、減災を図る提案を行った。

また、リスクアセスメント(リスク評価)までのプロセスについて、平成元年に発生した福井県の越前海岸での岩盤崩壊災害を例に、試行した。

6.1 岩盤崩壊の防災においてリスクマネジメントが有効とされる背景

自然災害は、地震、洪水、土砂崩壊などの自然現象が社会生活にかかわることによって生じる。これらの自然現象が発生する場所、規模、時期、原因や発生後の災害の形態、その影響などには不確実性がある。したがって、生活の場の安全確保や道路、ダム等の社会資本の建設・管理においては、このような不確実性も考慮して被害を防ぐ必要がある。

一方、近年の経済環境においては財源も限られ、事業費の最適配分に対する社会ニーズも高まっている。

このため、

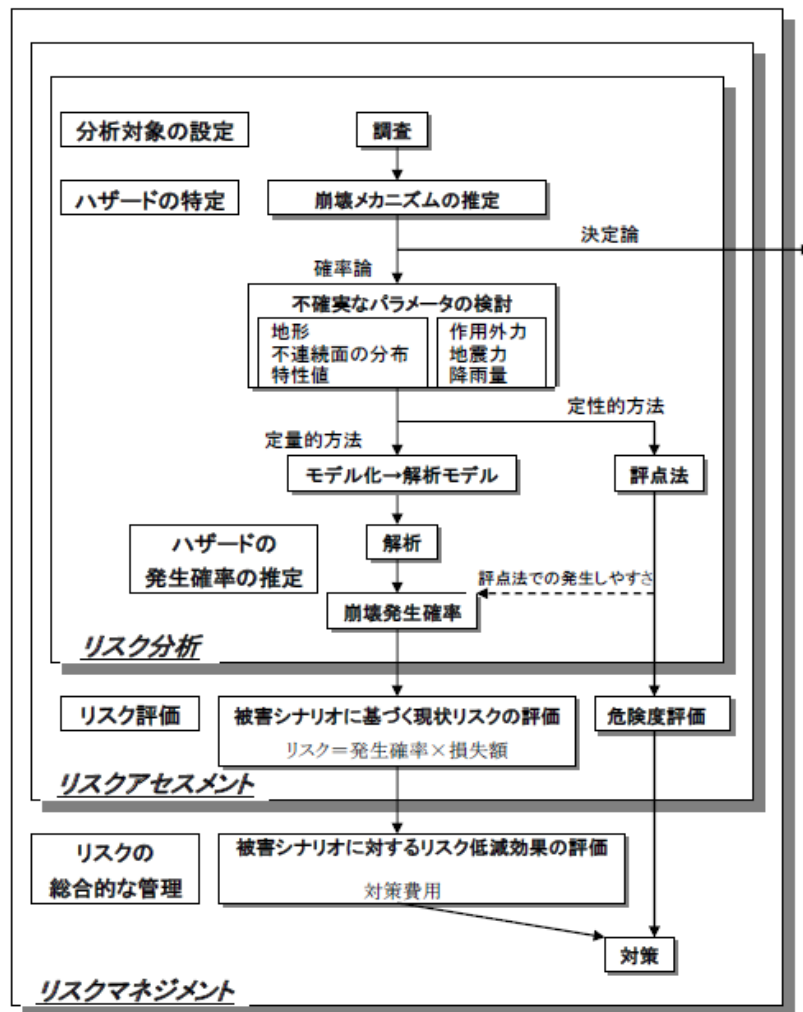
- 1) 不確実な自然災害の被害を最小化する減災の手法
- 2) 財源の合理的、計画的な予算配分、事業の優先順位付けのための評価手法
- 3) 防災投資の妥当性に関する説明指標の構築

などが望まれている。このような災害予防対策の手法のひとつとして斜面防災分野でも、近年、確率論的技術とファイナンスの統合手法であるリスクマネジメントが期待されている¹⁾。

岩盤斜面の災害では過去に層雲峡、越前海岸、豊浜トンネル、襟裳などの岩盤崩壊災害が発生し、その都度、新しい調査、解析技術が研究されてきた。しかし岩盤崩壊発生場所、時期、原因などの発生条件の解明は困難なことが多く、予想される被害をすべて決定論的には特定できない。このため岩盤斜面においても減災を目指したリスクマネジメントが求められている。

6.2 岩盤斜面におけるリスクマネジメント手法

リスクマネジメントは、第1章1.4項で詳述したように、ISOの定義^{2), 3)}に従えばリスク分析、リスクアセスメント、リスクマネジメントの3つのプロセスから構成される。これを、岩盤斜面の地すべりや崩壊のリスクマネジメントに当てはめると、図6.1に示すとおりとなる。

図6.1 岩盤斜面の地すべりや崩壊におけるリスクマネジメントの流れ⁴⁾

6.2.1 岩盤斜面でのリスク分析

リスク分析では、分析の対象となる斜面に、どのようなハザードが存在するか特定するとともに、そのハザードが発生する確率を推定する。

ハザードの特定は、災害の引き金となる地すべりや崩壊等の事象が、対象斜面のどこ where でどの程度の規模 what で発生し、どの範囲 whom まで影響する可能性があるか、すなわちリスク要因となりうるかを、経験的手法、実験や数値シミュレーションなどによって予測する技術である。災害の引き金となる地すべりや崩壊の発生が予想されたとき、その発生箇所、および道路・住宅・公共施設などへ被害がおよぶ影響範囲を対象斜面のハザードマップ(災害予測図)として表現し、これをリスク分析の対象とする。

ハザードの発生確率は、岩盤斜面の地すべりや崩壊等の事象がいつ when 発生す

るか、あるいはその発生確率を推定する技術で、経験に基づく方法、発生時期を特定するためのモニタリングに基づく方法および不確実性を考慮に入れた確率論に基づく方法がある。

被害の予測には、地すべりや崩壊のメカニズムに関する以下の項目についても、分析の対象とする。

なぜ: Why, 例えば、降雨に伴う飽和度、間隙水圧、岩盤強度などの変化、地震による慣性力などの誘因に関する調査や数値解析によるパラメトリックスタディなどで、岩盤斜面の地すべりや崩壊の原因を推定する。

どのように: How, すなわち、引き金となる事象の発生から災害発生に至る一連のシナリオを予測することで、岩盤崩壊では例えば、剥離崩落、転倒、すべり、座屈、複合などの破壊形態についての解析を行い、被災状況、被害規模を想定する。

6.2.2 岩盤斜面におけるリスクアセスメント(リスク評価)

工学分野でのリスクは、被害が想定される事象に対して、その事象の発生確率と事象の結果に伴う損失(被害額)を掛け合わせた損失期待値

$$\text{expected loss (R} = \sum P_i \times C_i)$$

として定義されることが一般的である。ここに、R は損失期待値、 P_i は事象 i の発生確率、 C_i は事象 i が発生した場合の損失である。

リスクアセスメントは、リスク分析で得られた各被災シナリオについて、損失期待値(リスクの大きさ: How much)の評価を行う技術で、被災事象の発生確率を考慮して、イベントツリー解析 event tree: ETA, フォールトツリー解析 fault tree: FTA, ヒューマンエラー解析 human error: HE などの手法で、リスクの算定を行う。すなわち、岩盤斜面の地すべりや崩壊等による被害で、どの程度の損失期待値が予想されるか(例: 人身損失, 物的損失, 社会損失などの算定, 岩盤崩壊対策の設計施工の費用)を算定する。

また、リスクに影響を与えたりリスクの影響を受ける関係者として、ステークホルダー stakeholder, 例えば事業者, 管理者, 利用者, 国民, 政府, 社会全般なども特定する。

6.2.3 岩盤斜面におけるリスクマネジメント

リスクマネジメントは、考えられるあらゆるリスクに対処できるよう、次段階のリスク対応を検討し、対策を実施する手法である。

岩盤斜面の地すべりや崩壊等に対するリスクマネジメントは、地すべりや崩壊等が対象斜面のどこから、どのような形態・規模で発生し、それがいつ、どのような運動形態で保全対象まで動いてくるかなどの予想される災害事象をリスク分析で想定した後、被害程度と発生確率からリスクの大きさを評価し、関係者のリスクがもっとも小さくなるリ

スク対応を検討するものである。

リスク対応では、災害事象に対してどこでどのようなとめ方をするかあるいは無害に通過させるかといった効果的な対応を検討するもので、防災、減災の視点から効果的な計画を立案する。このとき、対象とする岩盤斜面における地すべりに先立つ現象や計測による変動状況を考慮して、これに応じた検討が重要である。

6.3 越前岩盤崩壊でのリスク評価の試行

本項では、平成元年に発生した越前海岸岩盤崩壊災害の事後調査・解析結果を参考に、被災シナリオを想定し、事象の起こりやすさと結果の影響の程度を組み合わせたリスクマトリクスによるリスク評価を試行した。不確実性を有する岩盤崩壊の減災を図るには、このようなリスク評価に基づくリスク対応が有効であること、特にデータが不十分な概査段階では、将来の合理的な対応を提案できる手法であることを示した。これには、過去の岩盤崩壊事例に関するデータを収集し、検索できるようデータベースを整備し、これを活用することが必要である。

6.3.1 岩盤崩壊災害のリスク評価の試行——越前海岸岩盤崩壊災害を例に

(1) 岩盤崩壊の概要 ^{7), 10), 11), 12), 13), 14), 15), 16), 17)}

平成元年7月16日午後3時20分頃に、国道305号の福井県越前市(旧越前町)玉川地先で最大高さ25m、最大幅30m、崩落地山土量1,100m³の岩盤崩壊が発生し、既設の落石覆工(ロックシェッド)15m区間および隣接のポケット型落石覆工15m区間、計30m区間を破壊した。この時、たまたま通行中のマイクロバスがこの下敷きとなり、15名の乗客全員が亡くなり、付近に駐車中の無人の車両2台も大破した。本災害については、事後に目撃者の証言、詳細な調査、ベースフリクションモデルによる室内実験、個別要素法DEMによる数値解析などが行われ、岩体が道路部へ転倒崩壊(トップリング)したことによる災害であったことが判明した^{7), 11), 12)} (写真6.1)。



写真 6.1 越前岩盤崩壊⁷⁾

図6.2は岩盤崩壊の進行状況を、調査・解析結果に基づく三次元画像解析で再現したものである。道路部の落石覆工(ロックシェッド)に向かい、崩壊岩体が転倒していく様子を表している。

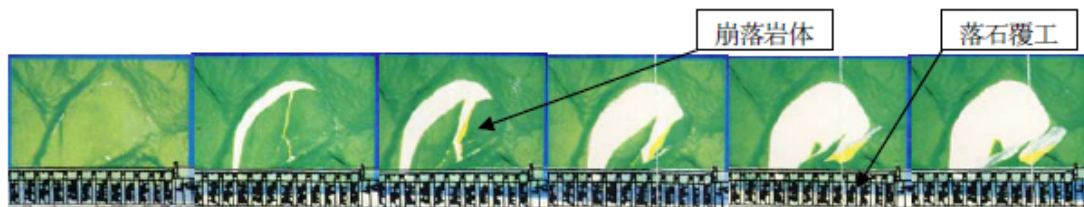


図 6.2 3次元画像解析による岩盤崩壊の再現⁷⁾

図6.3は崩落箇所の地形、地質特性を、災害後の調査から整理したものである。災害箇所は高さ約100mの海岸段丘崖の下端部である。

崩落箇所の地質は、新第三紀中新世前期の火山砕屑岩で構成される。このうち広い範囲で分布するのは凝灰角礫岩で、挟在する凝灰質礫岩や最下部の流紋岩質凝灰岩の分布の連続性は不良である。自然含水状態での各構成岩の単位体積重量は $21.0 \sim 23.1 \text{ kN/m}^3$ 、一軸圧縮強度は $15.7 \sim 54.9 \text{ MPa}$ で、吸水し湿潤状態になるといず

れも含水比が1%程度増加し、一軸圧縮強度もこれに伴い10～20MPa程度低下する傾向がある^{7), 14), 15)}。

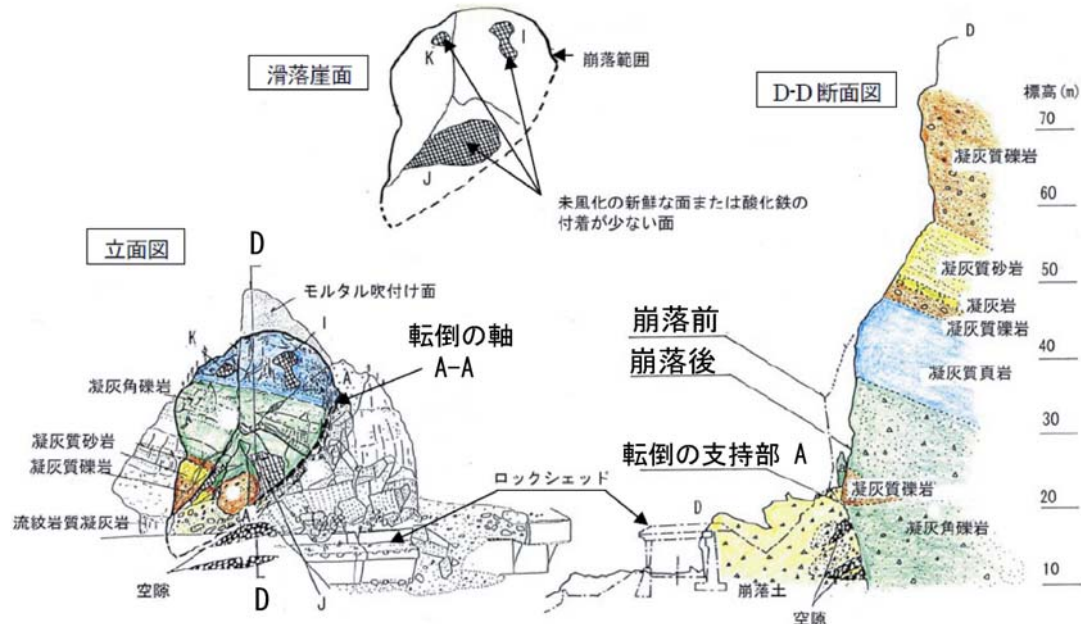


図 6.3 岩盤崩壊後の崩落崖面と地質調査に基づく断面図⁷⁾

地層の走向・傾斜は概ねN45°E, 10～25°Nで山側に傾斜する受け盤となっている。崩落崖面の走向、傾斜はほぼN60°W, 80°Sで、地山内部には20m程度の深さまで段丘崖面に平行なゆるみ節理が5m程度の間隔で内在していた⁷⁾。崩落崖面には風化はしているが逐次破壊を示す同心円状の破壊面が確認されたことから、岩盤内部では崩落崖面となった亀裂が降雨、結氷、凍結、風食などにより長い時間をかけて徐々に進展し、地山との付着力を失い、最終的に残存していた付着部(図6.3の I, J, K)が、降雨による浸透水圧や支持部岩盤が湿潤状態になることによる強度低下などを直接の誘因として急激に破壊し、崩落に至ったと推定されている⁷⁾。なお、崩落後に水平ボーリング調査5本および弾性波探査40mなどの詳細な地質調査が行われ、斜面下部で岩盤状にみえた転石の裏には空隙や空隙に富んだ崖錐堆積層があり、基盤岩の形状が崩落崖面より山側に3～4m凹んでいる(縄文海進時の海食洞と推定される)ことが確認された。

これらから、崩落前の崩落岩体下部の形状は5m程度オーバーハングしており、この部分を空隙の多い転石混じりの崖錐堆積物が覆っていたことになる。崩落岩塊の形状を復元すると、中央部が厚く、下部が薄い形状であったことが推定されている⁷⁾。次いでこれらの地形、地質構成、不連続面の分布などのパラメータに応じて、崩落モデルの検討が行われた⁷⁾。

崩落岩体の下位には、空隙に富んだ転石混じりの崖錐堆積物があつたため、岩体は当初下方へ若干変位した後、この崖錐堆積物が予想外に堅固な支持部となつて、崩落岩体は前面にトップリングしたことが室内実験、数値解析で検討されている。

トップリングの軸は、崩落後の岩体の分布状況から、図6.3のA-Aとほぼ平行な方向であり、転倒した崩落岩体は図6.2のように落石覆工まで到達しこれを破壊した⁷⁾。

(2) 被災シナリオのイベントツリーに準じた構築

災害後の調査⁷⁾では、地形や地質の条件の違いにより、崩壊の形態や崩落岩体の到達範囲が異なることが解明された。室内実験や数値解析等のシミュレーションの結果を参考に、本稿ではイベントツリーETA(図6.4)に準じて被災シナリオを想定した。

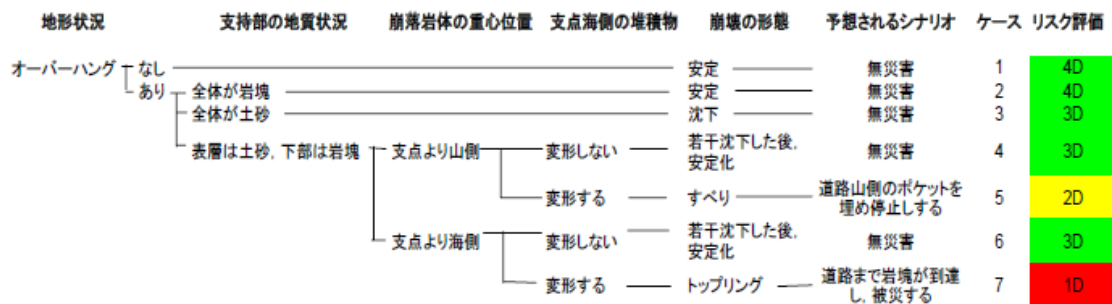


図 6.4 イベントツリーに準じ予想した越前岩盤崩壊の被災シナリオ

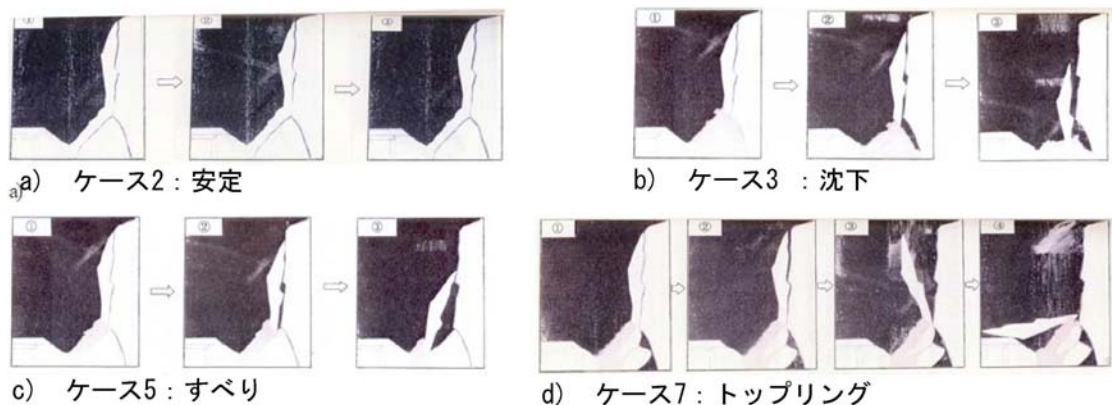


図6.5 ベースフリクションモデル実験による崩壊のシミュレーション⁷⁾

図6.4、図6.5に示すように地形、地質、崩落岩体下端部の支持条件などのパラメータの違いによって、破壊の形態が異なることが整理された。なお、ベースフリクションモ

デル室内実験結果と個別要素法DEMでの解析結果とは、崩落岩体のモデルやその支持条件の設定を類似に設定したとき、同様な破壊形態となった。

イベントツリーETAに準じ想定した被災シナリオは以下のとおりである。

仮にオーバーハングがなければ安定である(ケース1)。また、オーバーハングであっても崩落岩体下端の支持部がすべてかみ合った岩塊で構成され、全体が変形しなければ崩落は発生しない(ケース2)。一方、支持部全体が土砂で構成され、支持力不足の場合では岩体は沈下するだけで道路への被害はない(ケース3)。

また、支持部が岩塊からなり、表層部が土砂からなる場合には、崩落岩体の重心位置や表層部の変形条件の違いにより、破壊の形態が異なる。表層部の土砂が変形しにくければ重心位置いかんによらず「若干沈下後、安定化」し無災害である(ケース4, 6)。

表層の土砂が変形しやすい場合、岩体の重心が支点より山側であれば「すべり」となり、道路山側のポケット部を埋めた後、停止する(ケース6)。表層の土砂が変形しやすく、岩体の重心が支点より海側にあれば「トップリング」となり、道路まで崩落岩塊が到達し被災することになる(ケース7)。

以上のようにイベントツリーETAに準じた手法で被災シナリオを検討すると、様々な条件がそろって初めて本事例のトップリングが発生するシナリオとなる。

災害を起こした「トップリング」のケース7となるのは図6.3のD-D断面に示した「転倒の支持部A」付近に支点があって、崩落岩体の重心が支点より海側に出ており、なおかつ、これより海側の崖錐堆積物が崩落岩体の動きを拘束しない程度の変形特性であることが必要であった。崩落岩体の下位に分布していた崖錐堆積物は転石混じり土砂で空隙に富んでいるが岩砕状であったため、本層が多少の変形を生じることで崩落岩体の当初の下方への変位は許容したが、その後は崩落岩体の支持部となったと推定されている。

(3) 発生確率（発生しやすさ）の評価

災害箇所では過去の崩壊や不安定化の履歴記録が不十分で、また斜面計測のデータもないため、統計・確率モデルでは発生確率を構築できない。したがって、対象斜面付近の侵食速度から定性的に岩盤崩壊の起こりやすさを検討し、これを発生確率（発生しやすさ）とした。

対象箇所を含む約1kmの区間は海食崖に相当する斜面で、風化や侵食を受けやすい区間である。また、対象箇所から北側約700mにある越前岬付近までには、海食崖の背後に海岸段丘（高位段丘面）が標高120～100mの高い位置に分布する。崩壊後の検討では、約13万年前の下末吉面相当の高位段丘面形成直後からの侵食で形成された海底の侵食平坦面（波食台）の広がり約250mであることから、段丘面海側

の海食崖が後退する平均速度が0.2cm/年と推定され、この1km区間では年間合計200m³の侵食削剥量が想定された¹⁷⁾。なお、侵食の形態には小規模な落石から大規模な崩壊も含んでいる。

平成元年の1,100m³程度の岩盤崩壊は約1km区間の5～8年分の削剥量が一度に崩落したことになり、極めて大規模である。この1km区間では他に落石や小規模な崩壊が頻繁に発生していることを考慮すると、この区間では20～30年に1回程度の確率で平成元年程度の規模の崩壊が発生するだろうとの報告¹⁷⁾もある。なお、近傍では過去、2回(1958年、1977年)の崩壊があったことが知られている¹¹⁾。

一方、この1km区間で平成元年の崩落発生後、約20年を経過した現在までに発生した小規模な落石は、数箇所であることが筆者により確認されている。したがって、発生確率は崩壊土量に逆比例することが推定され、この1km区間での平均的な発生確率は数m³までの落石や崩壊は1回/数年、1,000m³程度の大規模崩壊は1回/数十年と考えられる。

これらからリスクマトリクスにおける事象の発生しやすさとして、1回/年を「非常に高い」、1回/数年を「高い」、1回/十数年を「中」、1回/数十年を「低い」と階級分類した。

(4) リスクマトリクスによるリスク評価

リスクマトリクスは、事象の発生確率(発生しやすさ)の階級と結果の影響の階級を組み合わせて、リスクを定性的、相対的に評価する手法である。頻繁に発生しその結果の影響が重大であることが予想される事象はもっともリスクが高く、稀にしか発生せず仮に起こってもその結果が軽微である事象は最もリスクが低いとされる。リスクマトリクスは主観的な面があり自由度が高いことが利点だが、その構築においては、極力、客観性の確保が必要である。

本試行では事象の発生しやすさの階級を前項のように規模に応じて「非常に高い」から「低い」の4階級に分類した。ただし、本試行では崩壊規模が1,100m³と特定されているため、発生しやすさはいずれのシナリオについても同様に「低い」の1となった。また、影響の大きさについては、本来、対象とする岩盤崩壊の規模や崩壊後の岩塊の到達範囲に応じて、人的被害、物的被害(額)、社会的影響、環境への影響などの項目から総合的に階級を分類すべきである。しかし、本試行では対象岩体の形状や規模が特定されていることから、崩壊後の岩塊による影響の程度のみを評価項目として、道路が壊滅するような「非常に重大」から路面上に岩片が届く程度の「わずか」までの4階級に分類した。

縦軸の発生しやすさと横軸の結果の影響を組み合わせて図6.6のリスクマトリクスを作成し、図6.4の各被災シナリオをこれにプロットした。リスクマトリクスでは定性的なリスク評価を「高い(赤)」、「中程度(黄)」、「低い(緑)」の3種類に区分し、それぞれの対応を1) 対策が必要(赤)、2) 調査・点検・計測(黄)、3) 対策は不要(緑)とした。なお、

各被災シナリオをリスク評価した結果を図6.4に示した。

本試行では、仮に岩盤崩壊が発生しても道路部が被災しないケース1～6のリスクは低く評価され対応は必要ないことになるが、トップリングが生じたケース7では道路部が被災することになり、1Dの高い評価で対策が必要となった。

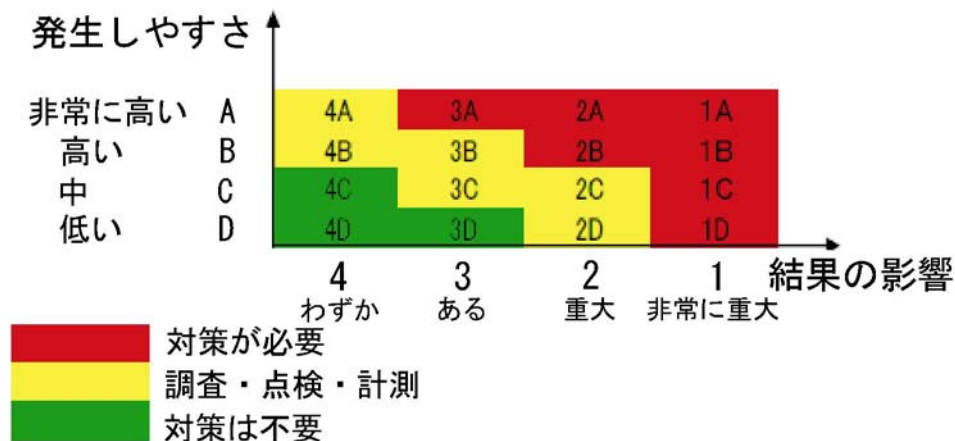


図 6.6 リスクマトリクスによるリスク評価

本試行に示した崩落岩塊の下端を軸として海側に倒れ込むトップリングの岩盤崩壊は、室内実験や数値解析等の崩落シミュレーション結果でも極めて限られた条件でのみ発生したもので、非常に特殊な崩落形態であったと考えられる。仮に、事前に本試行のリスク評価を行ったとすれば、トップリングは稀であっても起きた場合の被害が大きくリスクが最も大きく評価されたことになる。近傍の1km区間の旧崩壊地形や崩壊の記録から落石、崩落、すべり崩壊などは予想されやすいが、トップリングについてもリスクの対象事象とする崩壊形態だったことがいえる。

なお、通常、複数の斜面を対象にリスク評価する場合には、まず、崩壊規模、崩壊形態、到達範囲などの分岐条件の違いに応じたイベントツリーを構築し、複数の被災シナリオを想定する。次いで各分岐における確率を考慮して、各被災シナリオの発生しやすさや結果の影響の程度からリスクの大きさを評価するものである。各斜面のリスクマトリクスへのプロットがリスクの大きさによって異なることから、斜面ごとの相対的なリスク評価が可能となる。ちなみに近傍の1km区間では落石防止柵、落石防護ネット、ロックシェッドで対応できる規模の落石や崩壊が多いため、道路への被害が予想されない斜面が多く、これらは発生頻度は高くともリスクとしては低く評価されることになる。

(5) リスク評価に応じたリスク対応

岩盤斜面の減災を図るリスクマネジメントでは、該当斜面のリスク対応後に予想される新しいシナリオが、リスク評価としてリスクマトリクスでリスクがより低い領域に再プロットされることを目的としている。

本試行では図6.4のケース7を想定して対策することで、リスクの低減が図れることになる。道路に被害が予想されるシナリオに対するリスク対応では、対策の実施、岩盤崩壊を予測するための計測や頻繁な道路パトロールなどによる監視体制の確立、あるいは応急対策の実施などにより、道路への減災、リスクの低減措置が検討される。また、計測や監視の結果によっては、迅速な通行規制等を検討する必要も生じてくる。

このように岩盤斜面にリスク評価を導入した場合の利点としては、どのような崩壊形態に対応した被災シナリオについてもリスクの可能性として認識し、リスク評価に応じてリスクを低減する効果的な対応、すなわち次段階での対策あるいは詳細な点検・調査といった選択ができることである。

(6) 調査の進捗に応じた被災シナリオの想定とリスク評価

本試行では崩落が発生したという事実を踏まえ、既往資料や岩盤崩壊後に実施した各種の調査、崩落のシミュレーション等の結果をもとに、地形や地質条件に応じた複数の被災シナリオが想定できた。しかし、通常は対象とする岩盤斜面で地形や地質等の精度の高い調査データの入手やこれらに基づく詳細な解析が行われることは稀である。

したがって、被災シナリオの想定とこれに対するリスク評価は調査の進捗に応じて適宜行うことがよいと考えられる。すなわち、当初は近傍での被災履歴や同様の地形地質条件での被災事例などを参考に、対象斜面で可能性のあるすべての被災シナリオを描き、リスクマトリクスで各シナリオをリスク評価し、そのリスク対応を進める。その後、必要な点検や精査を行って被災シナリオを絞り込み、リスク評価、リスク対応を繰り返す、いわゆるPDCAサイクルでリスク評価することが効果的な減災対応と考えられる。

例えば、試行した越前海岸の岩盤崩壊の場合では、調査の進捗に応じてリスク評価することにより以下のように被災シナリオが絞り込まれ、事象の結果の予想精度を向上していくことが考えられる。

まず同様の地形、地質条件にある近傍の1km区間の被災履歴から、凸状の対象岩体では崖面に平行なゆるみ亀裂からの「すべり」崩壊が予想される。被災範囲は不明だが崩壊規模は高さが25m、幅が30mと大規模であることから、対象岩体の支持部の詳細な調査を要するとされる。

次段階では、ボーリング調査により対象岩体の支持部となっている下位の岩盤状の部分が岩盤でなく、旧崖錐堆積物で裏側に空洞があり、オーバーハングしていることが判明する。オーバーハングなので「崩落」の可能性が高いが、岩体支持部が岩塊の

堆積で変形しにくいことから、「トップリング」の可能性もあり、対象岩体の形状と重心位置の調査を要するとされる。

第三段階では、重心位置が支点より海側にあり「トップリング」する可能性が判明し、崩壊後の到達範囲の推定が必要となる。最後に到達範囲の予想に基づき、対応を図ることになる。

6.3.2 岩盤斜面のリスクマトリクスによるリスク評価における課題

今後、リスクマトリクスを用いたリスク評価を実用化するためには、今回の試行を通して以下の課題が考えられる。

1) リスク分析の対象斜面を設定するためのハザードマップの整備

本試行は、過去の岩盤崩壊箇所を対象に崩壊の発生を既知として分析を進めたものである。通常は岩盤崩壊の発生箇所が不明の段階で、リスク評価しなければならないので、まず災害が予想される箇所を網羅的に示したハザードマップの整備が必要である。ハザードマップを基にリスク分析の対象斜面を設定することになる。

2) 偏りのない被災シナリオの構築

被災シナリオに対して、リスクマトリクスで定性的にリスク評価する本試行の手法は、自由度があり実用性が期待されるが、その信頼性を担保するには偏りのない被災シナリオの構築が前提となる。例えばイベントツリーETAの分岐における地形や地質状況などの的確なパラメータの設定及びその分岐確率が必要となる。

しかし、岩盤斜面の安定は局所的な性質に支配される傾向が強いうえに、岩盤斜面では急峻な地形状況のために直接調査や計測が困難であることが多く、岩盤の内部の不連続面や地下水の分布などの地質情報を正確に把握するための調査の限界もある。このため災害履歴、数値解析・室内実験の事例、技術者の経験、アンケートをベースにした方法などを参考に分析対象斜面の被災シナリオを構築することになる。イベントツリーETAの分岐におけるパラメータや分岐確率を決定する際には、経験的、主観的な判断も求められるが、複数の評価者によるブレインストーミングや階層分析法(AHP: Analytic Hierarchy Process)などにより、偏りのない被災シナリオを構築することが必要である。

3) 事象の発生しやすさの的確な推定

降雨や地震などのハザードが同程度であっても地すべりや崩壊の発生が異なることがあるように、事象の発生しやすさの評価は容易ではない。このため、本試行では発

生しやすさを定性的に分類したものである。多くの被災事例の収集・分析、これらを検索できるデータベースの整備により、また評点法による対象斜面の相対的な区分などで、イベントツリーの分岐確率を的確に決定し、事象の発生しやすさをよりの確に推定することが望まれる。

4) 岩盤崩壊の特徴とリスクマトリクスを適用する際のポイント

岩盤崩壊はいったん発生するとその被害が大きいがその発生確率は低い。例えば越前海岸の岩盤崩壊災害から約20年経過したが、近傍の1km区間では数箇所の崩壊や落石が見られる程度で大規模な崩壊は発生していない。また、全国的に見ても地震のハザードを除けば、この間での大規模な岩盤崩壊は数箇所の発生に過ぎない。このように岩盤崩壊の発生サイクルが長いため、過去のデータが十分に得られなければ定量的な発生確率を示すのは困難である。

したがって、被災シナリオに基づき発生しやすさを推定したうえで定性的なリスクマトリクスによる分析を行う手法は、実用的、現実的な対応と期待されるが、一連のプロセスには他事例のデータも十分に参考にして、十分な説明性の確保が必要である。

6.3.3 リスクマトリクスによるリスク評価の利用に向けて

崩落後の調査解析結果に基づき、被災シナリオ、発生しやすさ、リスクマトリクスなどのリスク分析、リスク評価を試行した。不確実性を有する岩盤崩壊事象に対しては、決定論的な被災シナリオが想定できる場合は限られることから、可能性のある複数の被災シナリオを想定し、これらの発生しやすさと生じる結果の影響の程度を組合わせたリスクマトリクスによる定性的なリスク評価が期待される。

特に、地形地質データが十分でない概査段階では、近傍での被災履歴、同様の地形地質条件での被災事例などを参考に対象斜面で考えられるすべてのリスクを抽出し、次の段階での対策の実施、詳細な調査・観測、対応が不必要などの減災への対応が簡便に選択できる。

岩盤崩壊の形態には崩落、すべり、トップリングなどが、また崩壊後に土砂化して到達範囲が広がる場合もある。さらに岩盤崩壊の規模も様々である。以上の事象の多様性に対して本試行は1箇所の現場の事後解析例に基づく検討であるため、条件に偏りがあることは否めないが、リスクの相対的な大きさをできるだけ偏りのないリスクマトリクスで評価した試みである。

今後、リスクマトリクスを用いたリスク評価を一般化するため、他の多くの災害履歴の収集データに基づき、発生しやすさの分析と結果の影響に関連するパラメータの検討を行い、同様の地形地質条件ではどのような崩壊が発生する可能性があるかなどの被

災シナリオを検討し、本評価手法を向上したい。

6.4 岩盤斜面の初生的な地すべりや崩壊へのリスク対応—減災の考え方

6.4.1 リスク対応の種類

一般的なリスク対応の4分類(保有, 最適化(低減), 回避, 移転)のうち, 岩盤斜面の初生的な地すべりや崩壊等へのリスク対応は, 1.4.2 項で記述したように, リスクの最適化(低減)とリスクの回避が現実的な対応である。

(1) リスクの最適化(低減)

リスクの最適化(低減)は, 特定のリスクの発生確率の低減や被害の減少を図る対応によってリスクを最小化することで, 構造物によるハード対策で災害事象の発生防止を図ることがこれに該当する。

岩盤斜面の地すべりでは, 頭部排土工, 押え盛土工, 鋼管杭工, 深礎工, グランドアンカー工, 集水井工, 排水ボーリング工, 排水トンネル工などの地すべり対策工である。

岩盤崩壊では, 発生源の対策(予防工)としての不安定岩塊の除去や固定化を主とした除去工, 根固め工, グランドアンカー工, ロックボルト工, 亀裂充填工, コンクリート張工, 排水工などと, 斜面途中や保全対象直近での対策(防護工)としての斜面途中での小段工や捕捉工, 保全対象間隙での土提, 擁壁, 崩落防止網など, また崩落岩塊を誘導する誘導路などである。

ハード対策は, 岩盤斜面の長期にわたるゆるみの進行とこれに続く地すべりや崩壊の発生機構を逆にたどることによって, 効果的な対策を講じることができる。すなわち, 誘因となる降雨時やダム湛水時の地下水位上昇を排水工で抑制したり, 斜面末端部の応力集中箇所における侵食や切土の影響を低減するため, ここでの抵抗力を増加させるアンカー工, 抑止杭工などの抑止工を施工することが効果的である。

(2) リスクの回避

リスクの回避は, リスクのある状況に巻き込まれないようにする意思決定またはリスクのある状況から撤退する行動をいい, 降雨や地震などによる斜面の変動状況に応じて, 避難, 建物や住宅の移転, 通行規制, 運行規制などで被害を回避するいわゆるソフト対策である。

ソフト対策は, 岩盤斜面の点検, 監視, 計測などのモニタリング結果に基づき, 緊急時に避難, 通行止, 運転中止等の処置を講じる。モニタリングに基づく状況判断によるリスクの回避は, 特に, 発生規模は大きいが累積変位が微小な段階にあって岩盤斜面の地すべりや崩壊の発生しやすさが低い場合や, 逆に破壊速度が大きくハード対策が採用できない場合などに必要となる。

6.4.2 リスク対応の計画・選定

リスク対応の計画・選定にあたっては、リスクマネジメントの手法を用いて、対象地域で予想される災害事象の同定・被災シナリオなどのリスク分析、被害損失の程度についてのリスク評価を行い、関係者のリスクがもっとも小さくなるリスク対応を検討するのが防災、減災の視点から有効である。この各プロセスは、岩盤斜面の地形、地質データの増加やモニタリングの状況に応じて、図6.7のようにPDCAサイクルで対応するのが効果的と考えられる。

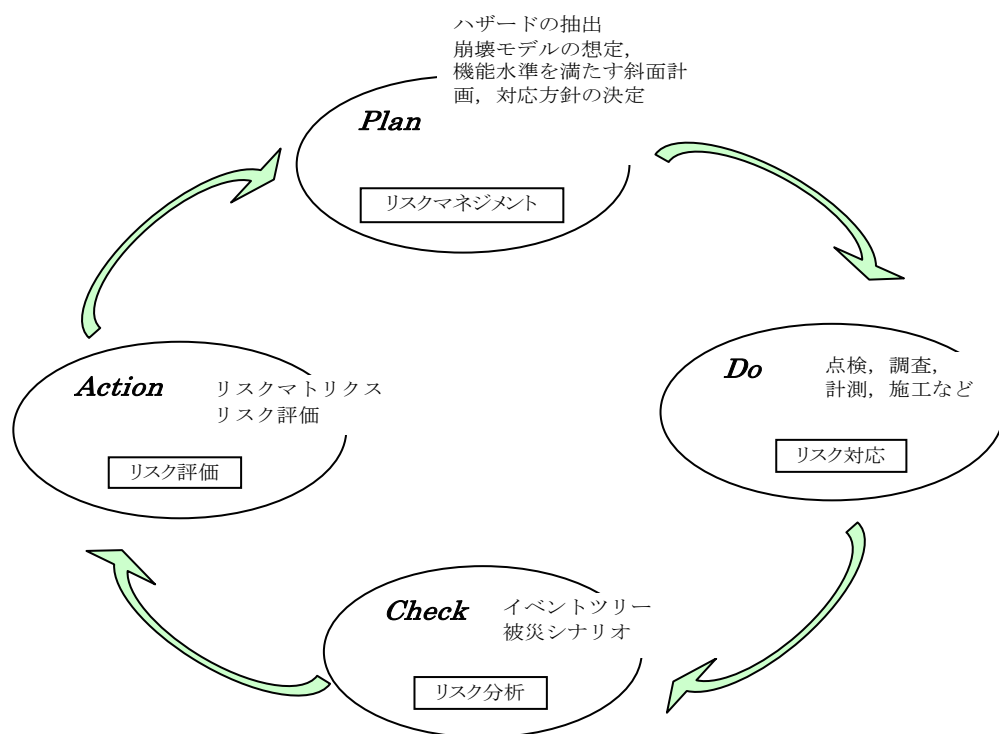


図 6.7 岩盤斜面のリスクマネジメントにおける PDCA サイクル

まず、スタートのサイクルの Plan のリスクマネジメントでは、岩盤斜面の地すべりや崩壊のハザードを抽出し、その崩壊モデルを想定し、斜面の安定という機能水準を満たす斜面計画を立案する。

Do のリスク対応では、リスクマネジメントの斜面計画に基づき、必要とされる岩盤斜面の点検、調査、計測、施工などを実施する。対象とする岩盤斜面における地すべりに先立つ現象や計測により、斜面の地形・地質・地下水や変動の状況を把握する。

Check のリスク分析では、リスク対応で得られた岩盤斜面の地形、地質等の条件に応じてイベントツリーを作成し、これに基づく被災シナリオ、すなわち地すべりや崩壊

が対象斜面のどこから、どのような形態・規模で発生し、それがいつ、どのような運動形態で保全対象まで動いてくるか、その影響範囲や被害状況を想定する。

Action のリスク評価では、被災シナリオに対するリスクマトリクスを組み、損失期待値としてのリスクの大きさを評価する。

リスクの大きさに応じて、次のサイクルの Plan では、機能水準を満たすリスク対応の方針、すなわちどこでどのようなとめ方をするかあるいは無害に通過させるかといったリスクを低減させる対応を決定し、これに基づき Do のリスク対応を行うといった PDCA サイクルで、順次、被災シナリオを絞り込み、リスクを最小化する減災のリスク対応を実施することになる。

近年、橋梁、トンネルなど土木構造物の計画・設計・施工・維持・補修・更新を通じたアセットマネジメントに、リスクマネジメントを適用することによって、構造物のライフサイクルコストを最適化する対応が行われるようになり、斜面に対してもアセットマネジメントの導入の研究も行われている²⁷⁾。

大津(2007)²⁷⁾によれば、アセットマネジメントは予防保全の観点から短期及び長期の構造物の維持・補修・更新計画を立案することで、その検討における要件は、以下の4点に要約されている。

- 1) 構造物の性能、機能水準の現在状態の規定
- 2) 構造物の性能低下に対する将来の状態の予測
- 3) 構造物の性能低下過程のモニタリング
- 4) 費用対効果の評価を含めた適切な箇所及びタイミングでの維持・補修・更新のルール化

これを参考に岩盤斜面をひとつの斜面構造物としたとき、そのアセットマネジメントでの機能水準は保全対象に地すべりや崩壊によって被害を与えないことであり、同じく性能低下は将来の風化やゆるみの進行によるもので、これに対し点検や計測でモニタリングし、その評価に応じて斜面安定の対応をルール化するものと考えられる。以上の流れにおいて、アセットマネジメントにおける斜面安定の対応のルール化を、リスクマネジメントにおけるリスク低減するためのリスク対応の計画、実施とすれば、図 6.7 のリスクマネジメントの PDCA サイクルでの一連の対応はアセットマネジメントにも適用できると考えられる。

6.4.3 岩盤斜面のリスク対応の実際

岩盤斜面の初期段階の地すべりに対するリスク対応の実際としては、本論文で実

証的研究の対象とした各事例における以下の防止対策が参考となると考えられる。

(1) 流れ盤の初期段階の事例(大達原地区)

付加体の石灰岩と粘板岩の境界部が流れ盤構造となっており、これが初生的なすべり面となっており、0.03mm/日の等速度で変位していたことが計測で確認された。地すべり変動の活発化はなかったが、移動体中に交通量の多い国道が位置していたことからリスクは大きいと考えられ、まず、根固めコンクリート擁壁で河川侵食に伴うオーバーハングを解消し、地震時の安定化を目的に移動体頭部の排土工およびコンクリート擁壁へのグラウンドアンカーの導入で、リスクの低減を図った。なお、この間、長期の交通止めは回避し、リスクが増大しないようにした。

(2) 受け盤の破壊の事例(A 斜面)

A斜面では変状が活発化する前の塑性変形量は、斜面長さ250mに対し40cm(ひずみ=0.16%)であり、斜面内部にはすべり面に相当する連続した破壊面は形成されていなかった。ただし、変位は継続していたことと斜面規模が大きいことからリスクが大きいと判断し、塑性変形の大きいなりの尻の差し目の破砕ゾーンに対し、この部分の応力集中がないように押え盛土を実施し、変位を収束させリスクの低減を図った。

なお、計画段階であれば、塑性変形の大きいなりの尻の破砕ゾーンがのり尻に露出しないように、掘削計画を変更することによって、リスクの低減を図ることもできると考えられる。

(3) 受け盤の破壊の事例(B 斜面)

B斜面は硬質岩の花崗閃緑岩からなる受け盤の斜面で、変状が活発化する前の塑性変形量は、斜面長さ400mに対し25cm(ひずみ=0.06%)であった。斜面内部には粘土を介在するすべり面は形成されていないが、曲げ破壊やせん断破壊が見られたため、斜面末端部に押さえ盛土で荷重を付加した後、アンカートンネル工を岩体の曲げ変位を防止するために採用した。これは岩の柱の倒れこみを防止する楔の効果で、せん断抵抗力の向上を図ることができ、斜面の変形を防止するリスク低減効果があった。

なお、B 斜面では調査横坑の開口亀裂が確認された段階で、斜面のゆるみの可能性を考慮した調査や解析の実施、掘削の変更などでリスクの低減を図ることもできると考えられる。

本研究の対象とした各事例によれば、変形が進行した岩盤斜面で初期段階の地すべりや崩壊の発生に対するリスク分析として、

- 1) 不連続面と斜面の関係から、破壊モードの推定ができ、
- 2) 段丘面と風化・ゆるみ層の分布との関係から、斜面の不安定性の推定が可能となった。

これらの事象の発生には不確定な条件が多いことから、災害発生にいたるシナリオ

を想定し、計測を実施することにより、リスクマトリクスでシナリオの重大性をリスク評価し、これに基づいてハードな対策工を含めて減災のリスク対応を図る一連のリスクマネジメント手法が効果的であるといえる。

6.5 第6章のまとめ

第6章では、不確定な要因が多い岩盤斜面の地すべりや崩壊の発生に対して、ゆるみや破壊過程から災害発生に至るまでのシナリオを想定し、想定された被害を大きさと起こりやすさのリスクマトリクスで評価するリスクマネジメント手法に基づき、減災の対応策を検討する方法論を提案した。実例として越前海岸の岩盤崩壊をとりあげ、この手法の妥当性と実効性を検証した。

参考文献

- 1) 大津宏康(2003):斜面災害に対するリスクの評価方法研究の現状, 日本地すべり学会関西支部シンポジウム「斜面災害リスクの定量的評価」, pp.1-21.
- 2) ISO/IEC Guide 51(1999): Safety aspect - Guidelines for their inclusion in standards(安全分野でのリスクの定義).
- 3) ISO/IEC Guide 73(2002):Risk management - Vocabulary - Guidance for use in standards(ビジネス分野も考慮したリスクの定義).
- 4) 土木学会(2004):岩盤崩壊の考え方—現状と将来展望—, 第6章リスク評価と適用例, 2004. に加筆
- 5) 大津宏康・大西有三・水谷 守(2000):高速道路に近接する斜面を対象とした自然災害に対するリスクマネジメント手法に関する提案, 土木学会論文集 No.658/VI-48, pp.245-254.
- 6) 大津宏康・大西有三・西山 哲・竹山雄一郎(2002):岩盤崩落による社会経済的損失を考慮したリスク評価に関する研究, 土木学会論文集 No.708/III-59, pp.187-198.
- 7) 一般国道305号岩石崩落災害調査委員会(1990):一般国道305号岩石崩落災害調査報告書, 108p.
- 8) TRANSIT New Zealand(2004): Risk Management Process Manual, *TRANSIT New Zealand*.
- 9) 日本工業標準調査会(2003):リスクマネジメント—用語—規格において使用する

ための指針 JIS TRQ0008.

- 10) 三浦 静(代表者)(1990):越前海岸山崩れとその災害に関する調査研究. 平成元年度文部省科学研究費補助金, 総合研究(A)研究成果報告書. 128p.
- 11) 平野晶繁・諏訪 浩・藤田 崇・奥西一夫・石井孝行(1990):1989年越前海岸落石災害における岩盤崩壊過程の考察, 京大防災研年報, No.33(B-1),pp.219-236.
- 12) 服部 勇(1990):越前海岸玉川地域の地質学的・岩石学的検討. 文部省科学研究費助成金(総合研究A)研究成果報告書「越前海岸山崩れとその災害に関する調査研究」, pp.39-72.
- 13) 福原輝幸(1990):越前海岸玉川におけるがけ崩れと風化及び降雨の因果関係, 文部省科学研究費助成金(総合研究A)研究成果報告書「越前海岸山崩れとその災害に関する調査研究」, pp.13-26.
- 14) 足立紀尚・荒井克彦(1990):越前海岸玉川のがけ崩れに関する岩石強度・岩盤斜面安定性の検討. 文部省科学研究費助成金(総合研究A)研究成果報告書「越前海岸山崩れとその災害に関する調査研究」, pp.73-91.
- 15) 福井卓雄(1990):越前海岸崖崩れ崩落岩石の力学的特性. 文部省科学研究費助成金(総合研究A)研究成果報告書「越前海岸山崩れとその災害に関する調査研究」, pp.92-104.
- 16) 大矢芳彦(1990):越前海岸崖崩れ付近の地形. 文部省科学研究費助成金(総合研究A)研究成果報告書「越前海岸山崩れとその災害に関する調査研究」, pp.27-38.
- 17) 服部 勇・福井卓雄・水谷伸治郎・大矢芳彦・山本博文(1993):越前海岸玉川崩落災害の地質学的側面—長周期過程と崩落の再来周期の推定—, 自然災害科学, Vol.12,No.2,pp.125-139.
- 18) 大西有三(1993):地質工学の基礎と応用, 第4回地質工学セミナー資料, システム総合研究所,pp.112-120.
- 19) 池田三郎(1997):環境リスク管理への政策科学—リスクの規制と選択について, 日本リスク研究学会誌,Vol.8,No.1, p.84.
- 20) 河田恵昭(2001):巨大な自然災害と防災工学, リスク学事典, 日本リスク研究学会, TBSブリタニカ, pp.129-131.
- 21) 恒岡伸幸・小橋秀俊(2003):合理的なリスクマネジメント技術の開発:新道路技術五カ年計画(平成10-14年度)成果報告書:国交省国土技術開発総合研究所, 独立行政法人土木研究所, pp.190-195.
- 22) (社)日本大ダム会議リスク評価分科会(2004):ダム分野におけるリスク評価について, 大ダム, No.188, pp.8-60.
- 23) 独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ土質チーム(2004):道路斜面災害のリスク分析・マネジメント支援マニュアル(案), 土木研究所資料No.3926.

- 24) 小俣新重郎(2004):土木技術者のためのリスクマネジメント リスクマネジメントの技術—防災分野の予防・事前対策, 土木施工, vol.45,No.10,pp.16-22.
- 25) Robin Fell and Des Hartford(1997): Landslide risk management, Landslide Risk Management, *Cruden & Fell (eds) Balkema*.
- 26) Australian Geomechanics Society(2000): Landslide Risk Management Concepts and Guidelines, *Australian Geomechanics*, vol.35, pp.51-92.
- 27) 大津宏康(2007):斜面アセットマネジメント, 土と基礎, vol.55,No.12, pp.10-11.

第7章 結論と今後の課題

本論分の結論であり、本論文で得られた成果について要約するとともに、今後取り組むべき課題について考察した。

(1) 結論

本研究では、岩盤斜面の地すべりや崩壊等の減災を図るため、岩盤斜面の掘削による地すべり発生の初期段階の事例について精査することで、時系列的な地すべり発生機構を明らかにして、リスクマネジメント手法によって岩盤斜面の地すべり災害の軽減を図る案を提示した。

まず、リスクの同定を行った。すなわち、どこに対象とする事象が発生するかについては、岩盤斜面の地すべり発生の地域性を検討した。いつ発生するかについては、斜面が本来有する岩質・地質構造に加えて、長期にわたる山体の隆起や河川等の侵食などの地形変化に伴う位置エネルギーの増加および斜面下方の侵食による斜面の応力状態の変化が、地すべり発生以前の要因として重要であることを示した。

次いで、どのように事象が発生するかについては、岩盤の不連続面と地形との関係から地すべりに先立つ流れ盤、受け盤斜面での破壊の違い、また、地質構成に伴う変形性の違いから、地すべりに先立つゆるみの進行を整理した。さらに本研究では、地すべり発生までの変位が小さいため予測が難しい岩盤斜面の地すべり災害の軽減には、リスク評価およびこれに基づくリスク対応が有効であることを提案した。

研究の主な内容は、以下のとおりである。

1) 段丘面と岩盤斜面の風化帯との関連から地すべりの発生に先立つゆるみの指標の確立

岩盤斜面では、最終氷期に形成された段丘面以上の斜面内部では、地すべり移動体となる風化帯の深度まで長期間にゆるみが進行していることを多くの事例の精査から示した。その指標は、透水性が基盤岩の難透水に比較しゆるみ範囲で極端に大きいこと、自然地下水位がゆるみ範囲以下であること、弾性波速度がゆるみ範囲では 2km/s 以下であることの3点に集約される。

岩盤斜面の地すべりや崩壊を検討する際には、段丘面形成以降の侵食や堆積の斜面形成史を考慮して、斜面の構成岩質、弱層や不連続面などの地質構造に応じた変形・風化の進行などによるゆるみ域の分布を推定することが有効である。

2) 岩盤斜面でのゆるみから地すべり発生に至る破壊過程の検証

斜面内部の風化帯では長期にわたるゆるみが、岩盤不連続面でのすべりに伴っ

て、流れ盤斜面ではせん断破壊により、受け盤斜面では曲げ破壊により生じていることを事例で精査し、地すべり現象が活発化する前には、斜面内部での変位の伝播とこれに伴う進行性破壊が生じていることを検証した。さらに斜面計測によって、地すべり発生の直接的な原因が河川侵食、降雨、地震、斜面末端部の掘削・湛水などであり、地すべり発生までの塑性変形量は地質構成に依存していることを整理して示した。

地すべり発生に先立つ岩盤斜面の変形は、流れ盤斜面では不連続面沿いのすべりにより、受け盤斜面ではキンクバンドやトップリングにより、継続的かつ軽微に進行し、斜面内部ではゆるみ域が形成されていく。例えば、流れ盤の粘板岩破碎部がすべり面となった大達原地区では0.03mm/日の軽微な速度の変位が約30年間継続したが、大きな破壊現象は生じていない。

地すべり現象が活発化する前の斜面全体の塑性変形量は、硬質岩の花崗閃緑岩からなる受け盤のB斜面では斜面長さ400mに対し25cm(ひずみ=0.06%)、軟質岩の粘板岩破碎部がのり尻に受け盤で分布するA斜面では斜面長さ250mに対し40cm(ひずみ=0.16%)であり、同様の受け盤斜面であっても、延性の大きい岩質で構成される斜面の塑性変形量が大きい傾向にある。

3) 岩盤斜面の地すべりに対するリスクマネジメントによる減災手法の提案およびその検証

不確定な条件が多い岩盤斜面の地すべりや崩壊の発生に対して、ゆるみや破壊過程から災害発生に至るまでのシナリオを想定し、被害の重大性をリスクマトリクスで評価したのち、リスクマネジメント手法で減災の対応策を練ってその実行に移る方法論を提案した。そして、リスク評価の実例として越前海岸の岩盤崩壊をとりあげ、この手法の妥当性と実効性を検証した。

岩盤崩壊事象に対しては、決定論的な被害シナリオが想定できる場合は限られることから、今後、可能性のあるあらゆる被災シナリオを想定し、これらの発生しやすさと生じる結果の影響の程度を組合わせたリスクマトリクスによる定性的なリスク評価を導入し、その結果に応じてリスクが最小となるようリスク対応するのがよい。

(2) 今後の課題

—岩盤斜面の変形に起因した地すべりの予測の現状と課題

本研究では、岩盤斜面での初期段階の地すべりは、斜面が本来持っている岩質、地質構造に加えて、段丘形成時代からの山体の隆起や河川等の侵食によって地形が変化することに伴い、長期的には重力作用によって徐々に地山がゆるみ、長期間

に渡り軽微な塑性的な変形が進行した後、降雨や地震、斜面下方の掘削等を直接の誘因として発生することを検討したものである。

塑性的な変形が層理面や付加体のブロック境界等の不連続面や風化帯・ゆるみ域の下面などのある深さで相対的に大きくなってくるとそこにせん断や曲げによる破壊面が形成され、これが斜面上方から徐々に下方へ伸展し平面的にはほぼ連続したときすべり面となって、岩盤斜面での地すべりが発生すると予想したが、これらは概ね定性的な評価である。

岩盤斜面の変形に起因した地すべりの予測に関しては、現状では以下のように考えられる。

1) 発生場所の予測

岩盤斜面のどこ **where** が発生するかについては、地すべりや崩壊に先立ちゆるみ域が形成されていることから、ゆるみの現象を調査することで地すべりの発生地域はある程度予測可能である。

斜面中部や末端部に新鮮な露岩が見られた場合、その地点は地すべりを発生する可能性は少ないが、ここで多くの圧縮性の亀裂やブロック状の大きな割れを生じてゆるみが進行していたり、褐色に変色している場合は地質的には地すべりを発生する可能性が考えられる。また、周辺の一般的走向傾斜と著しく異なり、緩んでいる岩盤の露頭も、長期にわたるゆるみの進行や初期段階の地すべりの可能性がある。

2) 規模の予測

その規模 **what** については、対象斜面には岩盤不連続面が複数存在することから、どの範囲で変動する可能性が高いか特定しにくく、また、特に大規模な断層近くで派生断層が多数存在する地域や付加体堆積物分布地域などでは複数の深さにシェアゾーンがあり、どの深さの不連続面がすべり面に移行するか外観からでは判定が困難なことが多い。このような場合、各不連続面や破砕部について、物理試験や顕微鏡観察などを利用して、地質生成時代の高封圧の条件下での構造的な破砕と段丘形成時代以降の地表に近い低封圧条件下での塑性変形に伴う破砕との判別を行うことで、どの不連続面に着目すべきか予想できそうである。

3) 原因、形態、到達範囲の予測

岩盤斜面の地すべり移動体が、なぜ **why**、どのように **how** 破壊し、どの程度まで **whom** 到達するかについては、条件設定しだいで予測は異なるであろう。

岩盤斜面の破壊は、岩盤内部の地質不連続面や破壊面と斜面の関係に応じて、崩落、転倒崩壊、すべりなどの形態をとるため、不連続面の情報を得ることができれば、破壊の形態を予測できるといわれるが、斜面内部で支配的な不連続面がどのよう

な分布をしているか判別することは、ボーリングやボアホール撮影などの詳細な調査が必要とされることが多い。

地すべりの直接の原因についても逆解析は可能だが、順解析では不確定なことが多い。

移動体の到達範囲についても破壊後の移動体の壊れ方や斜面下方の地形や地盤条件によって不確定である。

4) 発生時期の予測

最も予測が困難なのは、岩盤斜面のゆるみ域がいつ **when**、軽微な塑性変形の段階から活発な地すべりの発生に移行するのか判断することである。

岩盤斜面は概ね脆性材料から構成されているため、一般に斜面全体の破壊に至るまでの変位は小さく急激に破壊するといわれる。また、岩盤斜面の変形がどの程度進行した段階で活発な地すべりとなるか、変位計測していても把握が困難なことが多い。

したがって、岩盤斜面の変形に起因した地すべりの予測の課題としては以下の項目が挙げられ、今後、さらに研究を深めその解明に努めたい。

今後の課題(1): 長期間にわたる変位データの蓄積と破壊の前兆現象の把握

岩盤斜面は概ね脆性材料から構成されているため、破壊に至るまでの変位は小さく急激に破壊するため、その予測は困難であるが、今後、長期間に渡る変位データの蓄積と破壊直前の前兆現象の把握によって、その被害を軽減することが可能となることが予想される。

今後の課題(2): 斜面の岩種や岩盤構成に応じた地すべり発生にいたる限界ひずみの把握

不連続面沿いのすべり変位や岩体の曲げ変位に起因して、対象斜面全体のひずみがどの程度を超えれば、斜面全体の破壊に至るのか明らかにすることができればよい。ちなみに小断層や微褶曲などにより細かな亀裂が発達する地山(擾乱体など)を計測しながら急速に切り土施工をすると、かなりの変位を観測しても破壊しないこともあり、その解釈は初期地圧を含めて将来の検討事項のひとつとなろう。

このためには、斜面を構成する岩種や岩盤構成に応じた限界ひずみがどの程度か、弾性変形から塑性破壊に至る過程やその条件の整理、変形の限界深さの推定法の確立などが課題として挙げられる。

今後の課題(3): 長期的な劣化を見込んだ斜面モデルの検討

岩盤斜面の地すべりの発生は基本的には力学の問題であり, この解明にあたっては, 斜面の地質的内部構造と地形状況に応じた斜面モデルを基に, 力学的な斜面安定の検討が必要である. すなわち, 斜面モデルは岩盤斜面の風化やゆるみに影響された構成岩石や不連続面の強度を反映したモデルとし, これに岩石試験や不連続面のクラック強度試験のデータを当てはめることが必要と考えられる.

掘削斜面では自然状態のゆるみに加えて, 応力解放により, 程度の差はあるものの表層より新たなゆるみ域や風化帯が形成される. 地山自体が不安定化しやすい岩質では, 掘削後の斜面安定を図るには事前調査時の強度, 変形定数による解析だけでなく, 長期的な劣化程度を見込んでおくことも必要になる. 特に軟質岩(第三紀泥岩など)はこの不安定化が進行しやすく, 物理的風化や化学的風化, 残留応力の解放, 応力解放にともなう吸水膨張, スレーキング等の現象が進行しやすいので, 長期的な強度低下を見込んだ斜面モデルの検討が望まれる.

今後の課題(4): 偏りのない被害シナリオの構築

被害シナリオをリスクマトリクスで定性的にリスク評価する本研究で提案した手法は, 自由度があり実用性が期待されるが, その信頼性を担保するには偏りのない被害シナリオの構築が前提となる.

岩盤斜面の安定は局所的な性質に支配される傾向が強いうえに, 岩盤の内部を正確に把握するための調査の限界もあって, 現状では被害シナリオを想定するための地形, 地質などのパラメータを的確に把握することが困難なことが多い. このため災害履歴や技術者の経験などによる階層分析法(AHP: Analytic Hierarchy Process), 数値解析・室内実験の事例などを参考に, 分析対象斜面の偏りのない被害シナリオを構築する必要がある.

今後, 岩盤斜面での災害の防止技術の向上を目指して, 本研究成果を基本として以上の課題を検討し, よりよい研究, 調査, 対策の実践に努めていきたい.

謝辞

本論文をまとめるにあたり、多くの方々にご指導、ご鞭撻、ご協力を頂戴いたしました。

まず、本研究を遂行するにあたり、その機会を与えて頂き、終始懇切な御指導を賜りました京都大学大学院工学研究科教授大西有三先生に対し、深甚の謝意を表します。大西先生には、本研究でのご指導だけでなく、平成元年の越前海岸岩石崩落災害の調査以来、実務や土木学会岩盤力学委員会の様々な小委員会活動を通して、岩盤斜面の破壊機構についての多くのご教示を頂き、筆者の技術研鑽を図ることができました。

京都大学防災研究所教授関口秀雄先生ならびに京都大学大学院工学研究科准教授岸田 潔先生には、自然災害に対する変動地形の形成や岩盤斜面の岩質・不連続面などの成因・工学的要因などについて、本研究を遂行する上で多くの御指導を頂きました。論文審査では、京都大学大学院工学研究科教授大津宏康先生ならびに石田 毅先生には、斜面のアセットマネジメントや岩盤斜面のAE計測技術に関し、多くのご教示を頂くとともにお世話になりました。心から御礼申し上げます。

また、土木学会、応用地質学会、日本地すべり学会の多くの研究者には、様々なディスカッションの機会を与えて頂き、研究の取りまとめの方向を明確にできました。

本研究をまとめるにあたり、国土交通省、財団法人水資源機構ならびに多くの地方自治体の関係各位には、実務の場を提供して頂くとともに、地質・地形・水文・気象等現地データの活用に関し、種々のご配慮を頂き、感謝しております。

また、筆者が斜面防災の分野で実務や研究を行う上で、多くの御示唆を頂いた荒井克彦先生、渡正亮先生、藤田寿雄先生、故藤原明敏先生、中村浩之先生、吉松弘行先生には、深く御礼申し上げたいと存じます。

日本工営株式会社で様々な業務を通じ、互いに技術の研鑽を深めた西谷正司氏、横山 昇氏、照屋 純氏、寺杣正行氏、中曽根茂樹氏、野村誠紀氏、山田和生氏、増成民人氏、中村二三雄氏、小野慎吾氏、石橋晃睦氏、丸 晴弘氏、末武晋一氏、岩佐卓実氏、中西敏夫氏、新屋浩明氏、中村 明氏、徳永 博氏、田内宏明氏、水谷俊夫氏、野田 聡氏をはじめとする先輩、同僚諸氏にも、心から感謝しております。

これらの方々ならびに本研究に取り組むなか、終始激励を頂いた株式会社アーステック東洋の中井卓巳氏、京都大学大学院工学研究科大西研究室においては有意義な御示唆を頂いた西山 哲準教授ならびに小山倫史助教授、また、研究上の様々な手続きや連絡などで大変な御助力を頂いた野村史子様を始め、諸先輩および関係各位に深く御礼申し上げたいと存じます。

本論文は、筆者が日本工営株式会社の斜面防災の分野において、長年に渡って業務を通じて蓄積した現地調査データに基づいて、山地の岩盤斜面における地すべりの発生の初期段階の機構に関する実証的研究を行うとともに、その災害を軽減するためのリスクマネジメント手法の提案を行ったものです。

今後も初心を忘れず、さらに世界の斜面防災技術の発展と自然災害の防除に貢献していきたいと考えております。

最後に、本研究の遂行から論文のまとめに至る期間、筆者を支えてくれた家族に感謝したいと思います。

小俣新重郎

本論文に關係して参考となる文献リスト

- 1)青木 滋, 高浜信行(1976):地すべり地の履歴に関する研究(その 1), 新潟大学理学部地盤災害研年報, no.2, pp.11-18.
- 2)青木 滋, 高浜信行(1977):新潟県における初生斜面崩壊の発生期と発生原因に関する一考察—地すべり地の履歴に関する研究(その 2), 新潟大学理学部地盤災害研年報, no.3, pp.19-29.
- 3)芥川真知(1983):ダム of 地質について, ダム技術, vol.1, No.1.
- 4)一般国道 305 号岩石崩落災害調査委員会(1990):一般国道 305 号岩石崩落災害調査報告書, 福井県, pp.33~35.
- 5)岩の力学連合会編(1974):岩の工学的性質と設計・施工への応用, 土質工学会, 838p.
- 6)岩の力学連合会(1985):ISRM 指針 Vol.3, 岩盤不連続面の定量的記載法
- 7)植村 武(1982):地すべりの理学—地すべりをどう観るか, アーバンクボタ No.20, pp.52-55.
- 8)植村 武(1986):マス・ムーブメントの地質学的考察, 地質学論集 No.28, pp.3-11.
- 9)大西吉一, 寺川俊浩, 西田彰一(1984):¹⁴C 測定値からの地すべり多発期について, 第 23 回地すべり学会研究発表予稿集, pp.64-67.
- 9)大森昌衛・端山好和・堀口万吉編(1986):日本の地質 3, 関東地方, 共立出版, pp.20-22.
- 10)奥園 誠之(1978):切り取りのり面の風化とその対策, 土と基礎, Vol.26, No.6, pp.37-44.
- 11)奥園誠之(1983):人工改変斜面の不安定化過程, 昭和 58 年度地すべり学会シンポジウム論文集
- 12)貝塚爽平(1977):日本の地形—特質と由来, 岩波書店, 234p.
- 13)鹿島・熊谷・日本国土建設共同企業体:奈良俣ダム工事誌, pp.9.1~9.48.
- 14)金折 裕司(1994):断層列島, 近未来社 pp.19-24.
- 15)狩野謙一, 村田明広(1998):構造地質学, 朝倉書店, pp.113-118, 298p.
- 16)釜井俊孝(2004):不安定化機構, 地すべり—地形地質的認識と用語, (社)日本地すべり学会, pp.80-89.
- 17)菊地宏吉(1997):岩盤斜面の崩壊問題 事例から見た斜面崩壊・地すべりの発生原因とメカニズム, 北海道応用地学合同研究会論文集, N0.8, 特別講演集
- 18)北原義浩ほか(1980):軟岩堆積斜面掘削の変形挙動の実測結果と数値解析結果との比較, 第 13 回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.61~65.
- 19)黒田和夫(1966):地すべりと地質構造との因果關係について, 地学雑誌, No.75, pp.123-135.

- 20)黒田和夫(1973):地すべりの地質的区分ーとくに小出の三大分類に關連してー, 地すべり, Vol.9, No.3, pp.1-6.
- 21)黒田和夫・大八木則夫・吉松弘行(1982):地すべり現象からみた日本の地質地帯区分, 地すべり, Vol.18, No.4, pp.17-24.
- 22)黒田和夫(1986):地すべり現象に關する日本列島の地質地帯区分, 地質學論集, No.28, pp.13-29.
- 23)建設産業調査會(2004):斜面防災・環境対策技術総覧, pp.247-270.
- 24)小出 博(1955):日本の地送りーその予知と対策ー, 東洋經濟新報社, 255 p.
- 25)小島圭二(1972):東京湾口の地盤, 土木研究所資料, No.730, p.32.
- 26)小俣新重郎(1995):地すべり・岩盤崩壊.最新地盤調査ハンドブック, 建設産業調査會, p.593-624.
- 27)小俣新重郎(1996):設計における地盤定数の評価と土質試験の役割, 地盤工學會講習會資料
- 28)小俣新重郎(1999):斜面のモニタリング, 岩盤力学に關するシンポジウム講演論文集, 土木學會, Vol29, pp.327-330.
- 29)小俣新重郎(2002):秩父地方における長柱状石灰岩体の平面すべりとその対策, 地すべり, Vol.39, No.1, pp104-110.
- 30)小俣新重郎(2004):リスクマネジメントの技術ー防災分野の予防・事前対策, 土木施工, Vol.45, No.10, pp.16-22.
- 31)小俣新重郎(2005a):豪雨による斜面崩壊, 物理探査, Vol.58, No.6, pp.599-609.
- 32)小俣新重郎(2005b):付加体における斜面変動ー浦山ダムの事例, 産総研地質調査総合センター第3回シンポジウム
- 33)小俣新重郎(2006):岩盤崩壊の特徴とリスク評価(5W2Hの予測: what, where, whom, when, why, how, and how much), 岩盤力学に關するシンポジウム講演論文集, 土木學會, Vol35, pp.405-410.
- 34)斎藤迪孝(1968):斜面崩壊發生時期の予知に關する研究, 鐵道技術研究所報告, No.626.
- 35)新 孝一, 北野晃一(1987):低温下, 高温下での岩石・岩盤の特性調査, 電力中央研究所報告, (財)電力中央研究所, U87010.
- 36)新城俊也ほか(1983):島尻層泥岩地帯における切土斜面の設計の現状と問題点, 土と基礎, vol.31, No.1, pp.111-116.
- 37)菅原紀明(1993):斜面崩壊・地すべり調査のポイントと計測管理, 建設工事に伴う法面崩壊・地すべり対策講習會資料, 土質工學會, p15-42.
- 38)多賀直大・田山 聡・奥園誠之・八木沢孝哉(1991):長期追跡調査による切土のり面の風化の進行と安定性, 土と基礎, 39-6, pp.41-47.

- 39)鷹取正顕・田中 靖・大前智敬(1993):浦山ダムの提体掘削に伴う堤敷岩盤の挙動特性について,大ダム,N0.143, pp.64~74.
- 40)玉田文吾(1987):地すべり面における c , ϕ の考え方,土と基礎,vol.35,No.11.
- 41)玉田文吾, 福田順二(1991):地すべり面の形成過程と粘土鉱物との關係.地すべり,vol.28,no.3,p.25-32.
- 42)地質調査所(1982):地すべり分布図, 日本地質アトラス,p.119.
- 43)千木良雅弘(1985):結晶片岩の岩盤クリープ(その 2).応用地質 vol.26,no.2.
- 44)千木良雅弘(1995):風化と崩壊, 近未来社, 204p.
- 45)千木良雅弘(2007):崩壊の場所, 近未来社, 256p.
- 50)地すべりに關する地形地質用語委員會編(2004):地すべりー地形地質的認識と用語, 日本地すべり学会,318p.
- 51)地盤工学会(1976):切土ノリ面, pp.110~112.
- 52)地盤工学会(1997):切土のり面の調査・設計から施工まで, 141p. 39)道路保全技術センター(1996a):トンネル坑口部等の岩盤崩壊対策の考え方
- 53)道路保全技術センター(1996b):「岩石崩壊」に關する点検技術の解説
- 54)土質工学会(1985):土質工学用語辞典, pp.42~43.
- 55)土木学会(1992):軟岩一調査・設計・施工への適用一, pp.275-323.
- 56)土木学会(1994):岩盤斜面の安定解析と計測, 345p.
- 57)土木学会(1997):大規模岩盤崩落に關する技術検討委員會報告書
- 58)土木学会(1999):岩盤斜面の調査と対策, 376p.
- 59)土木学会(2004):岩盤崩壊の考え方, CD 出版.
- 60)豊浜トンネル崩落事故調査委員會(1996):豊浜トンネル崩落事故調査報告書, pp.3-75~3-82.
- 61)中村三郎(1984):地すべり地形・地盤の特性.地すべり防止技術研修テキスト,地すべり対策技術協會,p.5-17.
- 62)中村三郎, 檜垣大助(1991):地すべり地形の生成と変化, シンポジウム地すべり災害斜面のうつりかわりと地下水効果 論文集, 地すべり学会,pp.68-76.
- 63)中村三郎・小俣新重郎(1996):岩盤斜面の地すべり,地すべり研究の發展と未来, 大明堂,pp.151-172.
- 64)中村浩之・白石和夫(1977):すべり面形式と地すべり發生條件に關する一考察, 土木技術資料, Vol.19, No.5.
- 65)日本応用地質学会編(1999):斜面地質学ーその研究動向と今後の展望ー, 日本応用地質学会,294p.
- 66)日本材料学会編(1993):岩の力学ー基礎から応用まで.丸善,P.90-143,p.662-669.
- 67)日本地質学会(1986):斜面崩壊, 地質学論集, No.28, 281p.

- 68)日本の地質「関東地方」編集委員会編(1986):日本の地質 3 関東地方, 共立出版,335p.
- 69)根岸正充, 中島巖(1993):層雲峡熔結凝灰岩の柱状節理における亀裂進展とすべり破壊, 応用地質, Vol.34,No.2,pp.1-11.
- 70)針谷敏之, 小俣新重郎, 新屋浩明, 双木英人(2003):目で見るとすべり面シリーズ-8-秩父帯における地すべりのすべり面, 地すべり, Vol40,No.2,pp161-163.
- 71)久田健一郎(1984):関東山地南部芦ヶ久保一鴨沢地域の中古生層, 地質学雑誌, 90,pp.139-156.
- 72)平野 勇(1995):地盤の生成と地質構造.最新地盤調査ハンドブック,建設産業調査会,p.26.
- 73)広井美邦(1978):飛騨変成帯宇奈月地域の地質, 地質学雑誌, No.84,pp.521-530.
- 74)福田正巳・播磨屋敏生・原田鉦一郎(1996):岩石の凍結一融解による風化が基盤崩落に与える影響について, 月刊地球, vol.18, N0.9, pp.574~578.
- 75)福田正巳(1988):1987 年北海道層雲峡熔結凝灰岩崩壊とその災害に関する調査研究,文部省科学研究費突発災害研究成果, pp.41~48.
- 76)藤井義明(1996):豊浜トンネル岩盤斜面崩壊に関する材料試験と応力解析,北海道地区自然災害科学資料センター報告, vol.11, pp.77~89.
- 77)藤田和夫(1983):日本の山地形成論, 蒼樹書房, 466 p.
- 78)藤田 崇(1990):地すべりー山地災害の地質学,共立出版,126p.
- 79)藤田 崇(2002):地すべりと地質学,古今書院,238p.
- 80)藤田寿雄(1991):水没する地すべり斜面の安定解析と安定対策工に関する研究:学位請求論文,p.266.
- 81)藤原明敏(1979):地すべりの解析と防止対策,理工図書, pp.13-18.
- 82)古谷尊彦(1996):ランドスライド,古今書院,213 p.
- 83)前田保夫(1980):縄文の海と森,蒼樹書房, 238p.
- 84)町田 洋(1977):火山灰は語る,蒼樹書房, 324p.
- 85)三木幸蔵(1986):岩盤力学入門,鹿島出版会,317p.
- 86)湊正雄, 井尻正二(1976):日本列島第三版,岩波書店, 209 p.
- 87)宮川紀与則(1998):スレーキングの激しい軟岩基礎に建設された城川ダムの施工について, ダム工学,vol.8, N0.2, pp.135~141.
- 88)村西隆之, 小俣新重郎, 國領信男(2002):落石対策ー5.落石対策の実際(その3), 土と基礎, Vol.50,No.8,pp41-44.
- 89)吉川虎雄:湿潤変動帯の地形学(1985):6.4 氷期一間氷期の交代と山地地形の発達, (財)東京大学出版会, pp.120-123.

- 90)吉永秀一郎・宮寺正美(1986):荒川中流域における下位段丘の形成過程, 第四紀研究, 25, 187-201.
- 91)吉松弘行(2008):地すべり機構解析, 平成20年度版地すべり防止技術研修テキスト, (社)斜面防災対策技術協会
- 92)渡辺暉夫(1996);豊浜トンネル事故ー地質学への課題, 岩体中に発達する微少亀裂と透水性, 間隙水圧, 凍結融解との関係b. 変質／風化を含めた微少亀裂の進展と岩石劣化の関係c. 割れ目の形成機構など岩石の脆性破壊, 割れ目の進展速度の検討,月間地球,Vol.18,No.9,pp.557-562.
- 93)渡 正亮(1986):斜面災害の機構と対策, 学位請求論文, 170 p.
- 94)渡 正亮(1992):岩盤地すべりの問題点. ダム技術,No.64,p.3-5.
- 95)Australian Geomechanics Society(2000): Landslide Risk Management Concepts and Guidelines, Australian Geomechanics, vol.35, pp.51-92.
- 96)Broilli (1967):New knowledge on the geomorphology of the Vajont slide slip surface. Rock Mechanics and Engineering Geology, 5,No.1.
- 97)Charles Jaeger(1979): Rock mechanics and engineering 2nd edition: Cambridge University Press.村上良丸 訳(1984):岩の力学と工学, 土木工学社, 486 p.
- 98)Goodman,大西有三, 谷本親伯訳(1984):わかりやすい岩盤力学.鹿島出版会,p.138-140.
- 99)Hoek, Bray(1977):Rock Slope Engineering.小野寺, 吉中訳(1979)岩盤斜面工学.朝倉書店,p.19-23,82-84.
- 100)Hugh M. French(1976): The Periglacial Environment, 小野有五訳(1984):周氷河環境,古今書院, 411 p.
- 101)Komata, Hamasaki, Tanaka(1997):Slope Instability by Dam Reservoir Operation and Their Mechanisms, ICOLD, 貯水池操作による斜面変動とその機構, 国際大ダム会議
- 102)Komata, Yan, Ueno, Hamasaki(2000):Numerical Analysis of the Residual Ratio of Groundwater in Reservoir Slopes, 地すべり Vol.36,No.4pp.56-60.
- 103)Muller(1964): Der Bergrutsch im Vajonttal. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Jg.2.Heft.3~4,p.148-212.
- 104)Ollier,C.D,松尾新一郎監訳(1971):風化ーその理論と実態, ラテス社.
- 105)PIARC TC3.2(2007): Towards Development of a Risk Management approach, final RP.
- 106)Radbruch-Hall(1978):Gravitational Creep of Rock Masses on Slopes, Rockslides and Avalanches.1,Elsevier,pp.607-657.

- 107)Richard. E. Goodman(1976): Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks,赤井浩一, 川本眺万, 大西有三訳(1978):不連続性岩盤の地質工学,森北出版, 371 p.
- 108)Robin Fell and Des Hartford(1997): Landslide risk management, Landslide Risk Management, Cruden & Fell(eds), Balkema.
- 109)Ruth D. Terzaghi and Barry Voight(1979): Karl Terzaghi on Rockslides: The Perspective of a Harf-Century, Rockslides and Avalanches, 2 Engineering Sites, Developments in Geotechnical Engineering vol.14B, Elsevier, pp.93-133.
- 110)Skempton,A.W.(1964):Long-term stability of clay slopes, Geotechnique, Vol.14, No.2,pp.77 -101.
- 111)Ter-Stepanian(1974):Depth Creep of Slopes. Bulletin, International Society of Engineering Geology, no.9,pp.97-102.
- 112)Varnes(1978):Slope Movement Types and Processes, in Landslides: Analysis and Control, Transportation Research Board. National Academy of Sciences. Washington. D. C., Special Report 176. (社)地すべり対策技術協会訳(1985):地すべりーその対策と防止工(上巻),pp.17-47.
- 113) V.S.Vutukuri, R.D.Lama, and S.S.Saluja, 増田秀夫・田中莊一訳(1989): 岩の力学的性質 Iー試験に関する技術と結果ー, 古今書院, pp.43-49.
- 114)W.G. Pariseau and Barry Voight(1979): Rockslides and Avalanches: Basic Principles, and Perspectives in the Realm of Civil and Mining Operations, Rockslides and Avalanches, 2 Engineering Sites, Developments in Geotechnical Engineering vol.14B, Elsevier, pp.1-92.
- 115)Y. S. Yu and D. F. Coates(1979): Canadian Experience in Simulating Pit Slopes by the Finite Element Method, Rockslides and Avalanches, 2 Engineering Sites, Developments in Geotechnical Engineering vol.14B, Elsevier ,pp.709-758.
- 116)Zaruba,Mencl,松尾新一郎訳(1969):Landslides and Their Control 地すべりとその対策,鹿島出版会,pp.67-102.
- 117)Zischinsky(1969):On the deformation of high slopes. International Congress on Rock Mech.Lisabon,2,pp.178-185.
- 118)W.G. Pariseau and Barry Voight(1979): Rockslides and Avalanches: Basic Principles, and Perspectives in the Realm of Civil and Mining Operations, Rockslides and Avalanches, 2 Engineering Sites, Developments in Geotechnical Engineering vol.14B, Elsevier, pp.1-92.